

FUNDAMENTSCHWINGUNGEN ALS ZWEIKÖRPERPROBLEM.

Von Dr.-Ing. Albrecht Steinbach.

Übersicht. Aufgelöste Bauweise — Schwingungsfähigkeit des Fundamentes — Auswuchten — Riegelschwingungen — Körperschwingungen — Einkörperproblem — Zweikörperproblem — Voraussetzungen — Neun Frequenzen — Laboratoriumsversuche.

Seit man aus betrieblichen Gründen dazu übergegangen ist, die größeren Kraftmaschinenfundamente in aufgelöster Bauweise auszuführen, ist die Frage der durch diese Bauweise bedingten Neigung zu Erschütterungen Gegenstand vieler Untersuchungen gewesen.

Bei solchen Anlagen sitzt die Maschine üblicherweise auf der Fundamenttischplatte, welche ihrerseits auf nur wenigen Stützsäulen ruht, die mit der Sockelplatte verbunden sind. Erst diese Grundplatte steht mit dem gewachsenen Boden durch irgend eine der bautechnisch bedingten Gründungen in Verbindung. Eine solche Bauweise ist gegenüber einem massiven Fundamentblock in sich sehr viel beweglicher und gerät dadurch in die unangenehmen Erzitterungen. Es ist bekannt, daß ein solches Säulenfundament wegen seiner trägen Massen in Verbindung mit den federnd nachgiebigen Bauelementen ein schwingungsfähiges System darstellt, welches über das erträgliche Maß von Erschütterungen hinaus in Resonanz geraten kann. Hierunter versteht man die Drehzahlbereiche, bei denen die augenblickliche Betriebsdrehzahl mit einer Eigenschwingungszahl ganz oder nahezu übereinstimmt. Gewöhnlich erreichen dann die Erschütterungen ein unzulässiges Maß und haben die bekannten Schäden für Mensch und Material zur Folge.

Es ist daher wichtig, die Eigenschwingungszahlen solcher Systeme zu kennen. Auf ihre Berechnung richtet sich deshalb das Augenmerk aller derer, die solche Fundamente zu bauen haben. Im Laufe der letzten zehn Jahre etwa sind unter den verschiedensten Gesichtspunkten Formeln entwickelt und Untersuchungen angestellt worden, die eine angenäherte oder exakte Erfassung der Eigenschwingungszahlen zum Ziele hatten¹.

Man ging andererseits dem Problem auch auf der Seite der Ursachen nach und versuchte, den eigentlichen Grund der Störungen, die Unbalanzkräfte und -momente, zu beseitigen. Die zu diesem Zwecke entwickelten Maschinen und Verfahren des Auswuchtens rotierender Maschinen² sind weitgehend durchgebildet und können auf alle normalen Fälle mit Erfolg angewendet werden. Auch den Ausgleich der Maschinen mit hin- und hergehenden Massen beherrscht man.

Dahingegen fehlt der Berechnungsweise von Eigenschwingungszahlen von Fundamenten noch eine gewisse Sicherheit und Allgemeingültigkeit. Das liegt einerseits an den durchaus nicht einfachen Berechnungsarten, andererseits an der noch unzureichenden Kenntnis der Bodeneigenschaften. Weiterhin sind oft die Voraussetzungen zur Berechnung zu eng begrenzt, so daß die gefundenen Formeln nicht in allen Fällen anwendbar sind. Gerade aber die grundlegenden Annahmen sind für die Gültigkeit der Folgerungen besonders wichtig.

Auf zwei wesentlich voneinander verschiedenen Gedankengängen ruhen heute die Voraussetzungen zur Berechnung: auf der Annahme von Riegelschwingungen und auf der Annahme von Körperschwingungen.

Die ersten Betrachtungen über Fundamentalschwingungen richteten sich auf das eigentliche Gerippe des Baus, auf die einzelnen Riegel. Diese können in Verbindung mit den auf ihnen

ruhenden Lasten der Tischplatte und Maschine in beschleunigende Bewegung geraten.

Hierbei wird in der Regel die Masse der Tischplatte über den oberen Querträger gleichmäßig verteilt, während die Maschinenlast auf einen engen Raum, zum Teil punktförmig, angreift. Die Säulen selbst gelten als fest eingespannt, sowohl in der oberen beweglichen Tischplatte als auch in der Grundplatte, von der angenommen wird, daß sie gänzlich unbeweglich ist. Von der Masse der Säulen wird ein gewisser Teil zu der schwingenden Masse hinzugeschlagen. Die Riegel selbst sind die eigentlichen Träger der Elastizität. Ihre Rückstellkräfte und Rückstellmomente bei irgendwelchen Lagenänderungen lassen sich berechnen, evtl. unter Berücksichtigung der Längsverbindungen der einzelnen Riegel eines Fundamentes. Unter diesen Voraussetzungen errechnet man die linearen Schwingungen der oberen Masse für eine waagrechte und eine senkrechte Richtung. Mit Vorteil bediente man sich der Formel für die minutlichen Eigenschwingungszahlen $n = \frac{300}{\sqrt{f}}$, wobei f die Durchbiegung (in cm)

bedeutet, die sich unter der statischen Last in der betreffenden Richtung einstellt. Läßt man die Voraussetzung, daß die Säulen masselos sind, fallen und berücksichtigt die kontinuierlich verteilte Masse über den ganzen Riegel einschließlich der Säulen, so kommt man zu sehr umfangreichen Formeln. Es hat sich jedoch bei der rechnerischen Auswertung gezeigt, daß die obige Formel

$n = \frac{300}{\sqrt{f}}$ immerhin recht brauchbare Näherungswerte lieferte³.

Diese Betrachtungsweise der Riegelschwingungen ist außerordentlich übersichtlich und führt überall da zu brauchbaren Ergebnissen, wo die Riegel, besonders die oberen Querträger, die vorausgesetzte Nachgiebigkeit haben. Streng genommen allerdings dürfte zwischen den Riegeln eines Fundamentes nichts mehr vorhanden sein. Es ist jedoch gewöhnlich so, daß eine kräftige Tischplatte, deren Löcher zudem noch durch das Maschinengehäuse versteift werden, die eigentliche Maschine trägt, so daß man kaum noch Einzelschwingungen der Riegel als Ganzes erwarten kann.

So gelangt man ganz von selbst zu einer zweiten Betrachtungsweise, bei welcher nur noch die Säulen als elastisch, die Tisch- und Fundamentplatte dagegen als starr angesehen werden. Das Maschinenfundament kann jetzt nur noch als Ganzes schwingen, und zwar nicht nur als Massenpunkt, sondern als starrer Körper mit 6 Eigenschwingungszahlen⁴. Die Möglichkeit dazu wird einerseits durch die elastischen Säulen, andererseits durch den nachgiebigen Erdboden gegeben.

In Ergänzung der Bläßschen Auffassungsweise sei, mit dem Ziele einer weitergehenden Angleichung der Rechnung an die Wirklichkeit, bei den Fundamentalschwingungen das tatsächlich vorhandene Zweikörperproblem berücksichtigt. Es fehlt ja auch nicht an Hinweisen, daß die Grundplatte, aus der die Stützsäulen herauswachsen und die auf dem nachgiebigen Grundboden ruht, wegen ihres beträchtlichen Gewichtes als einzelne Masse, getrennt

³ Siehe Prager, Berechnung der Eigenschwingungen von Rahmenfundamenten, Der Bauingenieur 1927, Heft 8.

⁴ Über den Massenausgleich raschumlaufender Körper, Z. f. angew. Math. u. Mech. 1926 S. 429. Über Fundamentalschwingungen, Sonderheft Schwingungstagung Braunschweig, 1927. Schwingungen von Maschinen und Fundamenten und deren Beseitigung, Sonderheft der Mitt. d. Ver. d. E.-W. 1929.

¹ Von Ehlers, Geiger, Müller, Prager, Rausch u. a.

² Betriebshütte, 3. Auflage, S. 175 ff.

von den übrigen, nicht zu vernachlässigen ist⁵. Abb. 1 zeigt schematisch die Grundplatte mit der Masse M_1 , die Tischplatte mit der Masse M_2 und der auf ihr ruhenden Maschine P und zwischen den beiden die Säulenstützen S, welche nur in der Waagerechten nachgiebig sein sollen. Unterhalb der Grundplatte ist die allseitige Beweglichkeit infolge des Bodens durch Federn B schematisch angedeutet. Massen und Federn sollen vollständig voneinander getrennt sein. Die in den Federn S und B enthaltenen

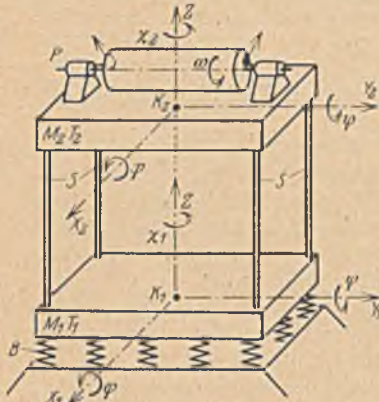


Abb. 1. Fundamentalschwingungen als Zweikörperproblem.

Massen werden als Zuschläge zu M_1 und M_2 berücksichtigt. Reibung sei vernachlässigt und das Hookesche Gesetz näherungsweise für S und B zugrundegelegt. Üblicherweise werden nur kleine Schwingungen behandelt. Zu M_1 und M_2 mögen die auf die betreffenden Achsen bezogenen Trägheitsmomente T_x , T_y und T_z gehören. Zur weiteren Vereinfachung dient die Voraussetzung vollständiger Symmetrie der Massen und Federverteilungen derart, daß die Rückstellkräfte in der Senkrechten eine Resultierende haben, deren Richtung mit der

Verbindungsline der beiden Körperschwerpunkte K_1 und K_2 zusammenfällt. Die Schwerpunkte selbst liegen oberhalb (bei M_2) bzw. unterhalb (bei M_1) der Angriffspunkte der federnden Säulen. Diese Gesichtspunkte sind zum Teil bautechnisch begründet⁶.

Will man jetzt die Bewegungsgleichungen dieses Zweikörperproblems aufstellen, so wird der Schwerpunkt- und Momentensatz herangezogen. Wegen der besonderen Anordnung der zwei Körper sind die eingepägten Kräfte, welche auf jeden Körper bei einer beliebigen Lage wirken, im allgemeinen von sämtlichen Systemkoordinaten ($x_1, y_1, x_2, y_2, z, \varphi, \psi, \chi_1, \chi_2$) abhängig. Das heißt etwa, daß eine Kraft, welche als Anwendung des Schwerpunktsatzes — parallel in den Schwerpunkt verschoben, dort angreift, nicht nur Verschiebungen in der Richtung ihrer Wirkungslinie sondern auch in anderen Richtungen und insbesondere auch Drehungen der Körper zur Folge hat⁷. Beispielsweise ergibt sich für eine Kraft in der y-Richtung:

$$R_{y,2} = b_{11} y_1 + b_{12} y_2 + b_{13} \varphi + b_{14} z.$$

Unter genauer Berücksichtigung aller angeführten Voraussetzungen, insbesondere der erwähnten Symmetrie, lassen sich, wie an anderer Stelle⁸ ausführlich dargelegt ist, folgende neun Bewegungsgleichungen aufstellen:

$$\begin{aligned} M_1 \ddot{x}_1 + a_{11} x_1 + a_{12} x_2 + a_{13} \varphi &= 0 \\ M_2 \ddot{x}_2 + a_{21} x_1 + a_{22} x_2 + a_{23} \varphi &= 0 \\ T_y \ddot{\varphi} + a_{31} x_1 + a_{32} x_2 + a_{33} \varphi &= 0 \\ M_1 \ddot{y}_1 + b_{11} y_1 + b_{12} y_2 + b_{13} \varphi &= 0 \\ M_2 \ddot{y}_2 + b_{21} y_1 + b_{22} y_2 + b_{23} \varphi &= 0 \\ T_x \ddot{\varphi} + b_{31} y_1 + b_{32} y_2 + b_{33} \varphi &= 0 \\ T_{z1} \ddot{\chi}_1 + c_{11} \chi_1 + c_{12} \chi_2 &= 0 \\ T_{z2} \ddot{\chi}_2 + c_{21} \chi_1 + c_{22} \chi_2 &= 0 \\ M \ddot{z} + d_{11} z &= 0 \end{aligned}$$

⁵ Rausch, Berechnung von Dampfturbinenfundamenten, Beton u. Eisen 1928, S. 396. Ehlers, Schwingungen von Dampfturbinenfundamenten und Einfluß der Bodenbeschaffenheit auf die Fundamentbemessung und -gestaltung. Sonderheft d. Mitt. d. Ver. d. E.-W. 1929.

⁶ Siehe Ehlers, a. a. O.

⁷ Siehe auch Rausch, Berechnung von Maschinenfundamenten als elastisch gestützt schwingende Scheiben, Bauingenieur 1930, Heft 13 u. 14.

⁸ Dissertation d. Verfassers: Beitrag zur Frage der Schwingungen von Maschinenfundamenten insbesondere bei Kraftmaschinen, Darmstadt 1930.

Die Gleichungen jeder Gruppe sind miteinander verkoppelt, während die Gruppen unter sich voneinander unabhängig sind. Demnach beeinflussen die Schwingungsvorgänge in einer Ebene nicht die in einer anderen. Aber die Verkoppelung jeder Gruppe bedingt, daß in einer Ebene Verschiebungen und Drehungen, deren Drehvektoren senkrecht auf der betreffenden Ebene stehen, nicht unabhängig voneinander sind.

Drei miteinander verkoppelte Gleichungen — wie in Gruppe I und II — bedingen je drei Eigenschwingungszahlen, entsprechend den drei Freiheitsgraden. Die zwei Gleichungen der III. Gruppe haben zwei Eigenschwingungszahlen und die letzte Gleichung eine Eigenschwingungszahl zur Folge, so daß im ganzen neun Frequenzen zu erwarten sind. Die drei Eigenschwingungszahlen der I. Gruppe folgen, wenn $\omega^2 = a$ gesetzt wird, aus der Gleichung:

$$\begin{aligned} a^3 - a^2 \left(\frac{a_{11}}{M_1} + \frac{a_{22}}{M_2} + \frac{a_{33}}{T_y} \right) \\ + a \left\{ \frac{1}{M_1 M_2} \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{vmatrix} + \frac{1}{T_y M_1} \begin{vmatrix} a_{11} & a_{13} \\ a_{31} & a_{33} \end{vmatrix} + \frac{1}{T_y M_2} \begin{vmatrix} a_{22} & a_{23} \\ a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} \right\} \\ - \frac{1}{M_1 M_2 T_y} \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = 0 \end{aligned}$$

Eine ähnliche Gleichung 3. Grades ergibt sich für die II. Gruppe, wenn man $a_{ik} = b_{ik}$ und $T_y = T_x$ setzt.

Die drei Wurzeln a_1, a_2 und a_3 einer solchen Gleichung hängen von M_1 und M_2 und je nach der Gruppe noch von T_x bzw. T_y ab sowie von den a_{ik} bzw. b_{ik} . Durch die Verkoppelung der Differentialgleichungen einer Gruppe kann daher Resonanz schon bei einer geringen Unbalanz auftreten, unabhängig von der Lage der Maschinenachse. Hierin liegt die wesentliche Erweiterung der

Betrachtung über die einfache Formel $n = \frac{300}{\sqrt{f}}$ hinaus, die nur eine einzige Richtung und keine Drehung und keine zwei Körper berücksichtigt.

Für die III. Gruppe folgen als Eigenschwingungszahlen, wenn wieder $\omega^2 = a$ gesetzt wird, die zwei Wurzeln aus der Gleichung:

$$a^2 - a \left(\frac{c_{11}}{T_{z1}} + \frac{c_{22}}{T_{z2}} \right) + \frac{1}{T_{z1} T_{z2}} \begin{vmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} \end{vmatrix} = 0.$$

Hierbei handelt es sich um ein reines Drehschwingungsproblem von zwei Körpern mit den Trägheitsmomenten T_{z1} und T_{z2} .

Die letzte Gleichung ergibt als Eigenfrequenz $a = \frac{d_{11}}{M}$, wobei $M = M_1 + M_2$ ist; dieser Ausdruck kommt der zumeist üblichen Formel $n = \frac{300}{\sqrt{f}}$ am nächsten und legt in diesem Falle eine Eigenschwingungszahl für eine reine senkrechte Bewegung fest.

Die rechnerische Auswertung der obigen Gleichungen bereitet keine Schwierigkeiten, sofern man alle Konstanten beherrscht. Während das bei Ermittlung der Massen und Trägheitsmomente leicht fällt, ist man bei den Koeffi-

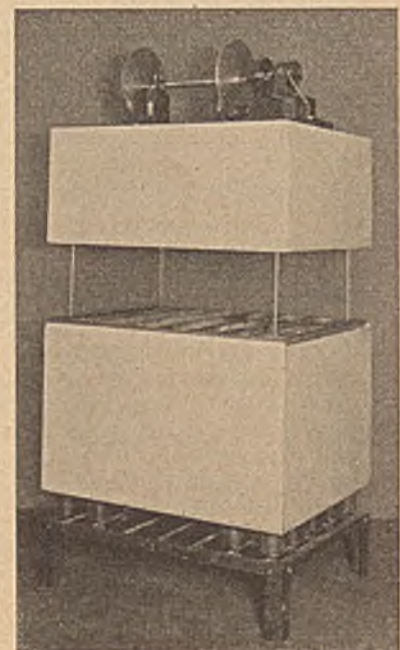


Abb. 2. Fundamentalschwingungsmodell.

zienten der Rückstellkräfte und -momente (a_{ik} , b_{ik} usw.), soweit Bodenkräfte in Frage kommen, zunächst noch unsicher. Es ist jedoch möglich, aus statischen Versuchen diese Größen zu ermitteln.

Zur praktischen Erprobung der Ergebnisse wurden an einem Laboratoriumsmodell (Abb. 2) im Sinne obiger Ausführungen Versuche angestellt. Die Koeffizienten der Rückstellkräfte wurden nach statischen Methoden experimentell bestimmt und hiernach die zu erwartenden Eigenschwingungszahlen errechnet.

Es ist natürlich auch möglich, bei einem wirklichen Fundament die Koeffizienten rein rechnerisch zu erfassen oder gegebenenfalls graphisch.

Es ist lediglich eine praktische Frage, ob man schneller auf dem Reißbrett oder am Modell zu brauchbaren Ergebnissen kommt, wobei noch zu bedenken ist, daß es oft genügen wird, mit einer Genauigkeit von 5% der Wirklichkeit nahe zu sein. Man sollte ohnehin, schon mit Rücksicht auf die Verlagerung der Resonanzen infolge Reibung, mit den Betriebsdrehzahlen weiter von den Eigenschwingungszahlen entfernt bleiben.

Die auf dem oberen Kasten des Modelles vorhandene Maschine, welche in Wirklichkeit die Kraftmaschine darstellt, ergab bei ihrem Anlauf, wobei die Drehzahl mit Hilfe von Widerständen

reguliert wurde, kritische Tourenzahlen, bei denen das Modell in erhebliche Erschütterungen geriet. Diese Drehzahlen stimmten nahezu mit den errechneten Eigenschwingungszahlen des Modells überein. Im Mittel betrug der Fehler etwa $\pm 3\%$. Man kann also sagen, daß eine praktisch hinreichende Genauigkeit erreicht wurde. Für das Modell ist das natürlich nicht verwunderlich, da es im Laboratorium stets möglich ist, irgendwelche Voraussetzungen mit großer Annäherung zu verwirklichen.

Hiermit ist natürlich nicht die alleinige Richtigkeit der Auffassung von Körperschwingungen eines Fundamentes erwiesen. Vielmehr wird es so sein, daß manche Fundamentausführungen mehr unter dem Gesichtspunkt der Riegelschwingungen, andere mehr als Körperschwingungen zu betrachten sind. Sind jedoch wesentlich starre und umfangreiche Körper elastisch gelagert und spielt auch noch die Nachgiebigkeit des Bodens eine nicht zu vernachlässigende Rolle, dürften die Frequenzen aus der Betrachtung von Körperschwingungen der Wirklichkeit am nächsten kommen. Diese werden jedoch erst dann zu brauchbaren Ergebnissen führen, wenn über das Verhalten des Erdbodens hinreichend genaue und umfangreiche Versuchszahlen vorliegen, aus denen das elastische und auch dämpfende Verhalten des Baugrundes hervorgeht.

DIE STAHLBAUTEN DES NEUEN STAATLICHEN ELEKTRIZITÄTSWERKES IN MONTEVIDEO.

Von Dipl.-Ing. Th. Ricken, Vereinigte Stahlwerke A.G., Dortmunder Union.

II.

I. Allgemeines.

Das neue staatliche Elektrizitätswerk Montevideo, über dessen allgemeine Anordnung und tiefbauliche Durchbildung ein Aufsatz im vorigen Heft dieser Zeitschrift erschien, verdient auch hinsichtlich seiner Stahlbauten, die eine umfangreiche deutsche Arbeit im Auslande darstellen, gebührende Beachtung.

Mit Rücksicht auf ihren Zweck und die innere Einrichtung kam für die Hochbauten der Zentrale als Baustoff nur Stahl in Frage.

Die Verwaltung in Montevideo schrieb für die Stahlbauten allgemein Siemens-Martin-Qualität mit einer Mindestbruchfestigkeit von 42 kg/mm² und 20% Dehnung vor. Die zulässige Beanspruchung wurde festgesetzt auf:

1125 kg/cm² ohne Wind,

1125 + 25% = rd. 1400 kg/cm² einschl. Wind und Nebenkraften.

Die in die Berechnung eingesetzte Windbelastung beträgt 150 kg/m² senkrecht getroffener Fläche.

Die allgemeine Anordnung der Gebäude geht aus dem in Abb. 1 dargestellten Längsschnitt und Grundriß der gesamten Zentrale hervor. Der Längsschnitt ist in Richtung von Norden nach Süden geführt.

An den etwa 43 m hohen Kohlenturm schließt sich in südlicher Richtung das Kesselhaus mit seinem Nebengebäude, dem Tankhaus, an. Hieran reiht sich das Maschinenhaus (Dampfturbinenhalle), ferner das Kommandohaus mit vorgelagertem Bürohaus und schließlich das Schalthaus.

Die Fundamentoberkanten sämtlicher Gebäude liegen mit wenigen Ausnahmen auf der Kote + 4,5 m über dem Meeresspiegel. Diese Höhenlage wurde gewählt, um die Gebäude vor dem Eindringen des Hochwassers zu schützen. Die in den nachstehenden Ausführungen angegebenen Höhenlagen der Gebäude und Zwischenbühnen beziehen sich nicht auf die Fundamentoberkante, sondern auf ± 0 .

II. Die einzelnen Gebäude

1. Das Kesselhaus.

Dieses, zur Aufnahme der acht Wasserrohrkessel, einschl. der erforderlichen Hilfsapparate dienende Gebäude bedeckt etwa 40 × 37 m² Grundfläche und hat bis zur Oberkante des Bunker- aufbaues ca. 36 m Höhe. Als Tragkonstruktion wurde das in Abb. 2 skizzierte Vollwandrahmensystem gewählt.

Um die Montage günstiger zu gestalten und die Bunkerträger, welche mit den Mittelsäulen zusammen als fünfstielige Rahmen wirken, fortlaufend durchführen zu können, wurde einhäufigen Rahmen der Vorzug gegeben. Als starres Koppelglied ist die Kohlenbunkerkonstruktion zwischen die beiden Seitenrahmen eingeschaltet. Die Spannweite dieser Seitenrahmen beträgt 12,75 m, ihre Entfernung voneinander 9,646 m. Die Höhe bis Oberkante Riegel ist ca. 24 m.

Während die Lasten der eigentlichen Kesselkonstruktion (Kesseltrommeln, Wasserrohre und Wasserkammern) von einem besonderen Stahltragwerk aufgenommen werden, ruhen die Feuerungen mit Wanderrosten und Aschenbunkern, die gesamten Kesselwände, sowie das nicht unerhebliche Gewicht der Vorwärmer auf der in Höhe + 8,7 m gelegenen Bühne, die als Feuerungsflur zu bezeichnen ist. Diese Bühne ist als Betonbühne zwischen stählernen Deckenträgern ausgebildet und für eine Nutzlast von 1500 kg/m² berechnet. Sie wird aus konstruktiven Gründen außer durch die Hauptsäulen noch durch besondere Zwischensäulen unterstützt. Durch 6 in der Bühne liegende Öffnungen, welche mit Lichtgitterrosten abgedeckt sind, wird der im untersten Teil des Kesselhauses liegende Aschenkeller belüftet und belichtet.

Dem Kesselhausdach fällt eine weit größere Bedeutung zu als die einer einfachen Dachkonstruktion. Außer den 40 m über die Seitendächer hinausragenden und je 70 t schweren Schornsteinen, die durch besondere Zwischenträger von der Rahmenkonstruktion aufgenommen werden, sind auf den Dächern der Seitenhallen noch die zur Erzeugung des Unterwindes für die Feuerung und zur Erhöhung des Schornsteinzuges erforderlichen Ventilatoren mit zugehörigen Antriebsmotoren aufgestellt — eine Anordnung, der man in Deutschland selten begegnet. Die Schornsteine sind die höchsten in ganz Südamerika. Durch eine besondere Zwischenkonstruktion stützen sie sich gegenseitig ab.

Dicht an den Seitenwänden sind an der Dachkonstruktion noch die Überhitzerelemente im Gewicht von je 36 t aufgehängt. Etwa erforderlichen Maschinenverschiebungen auf dem Kesselhausdach wurde durch Einsetzen einer beweglichen Einzellast von 1,8 t, dem schwersten Motor entsprechend, Rechnung getragen.

Über dem 10 m breiten Mittelschiff des Kesselhauses erhebt sich die 12 m über die Seitenhallendächer hinausragende Bunkeranlage. Ihr Fassungsvermögen von 3100 m³ entspricht der für 6 Arbeitstage mit 60% der maximalen Leistung erforderlichen

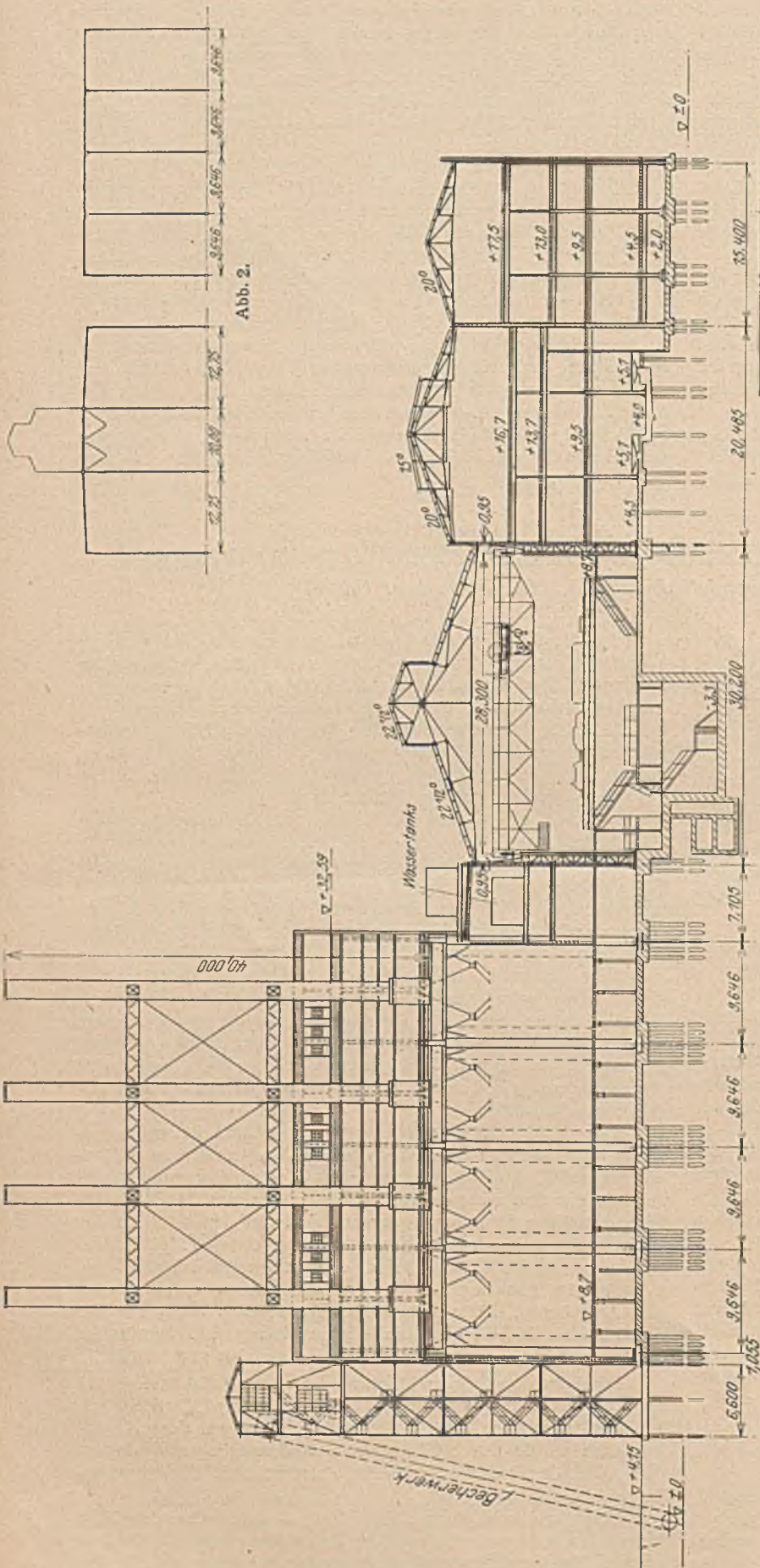


Abb. 2.

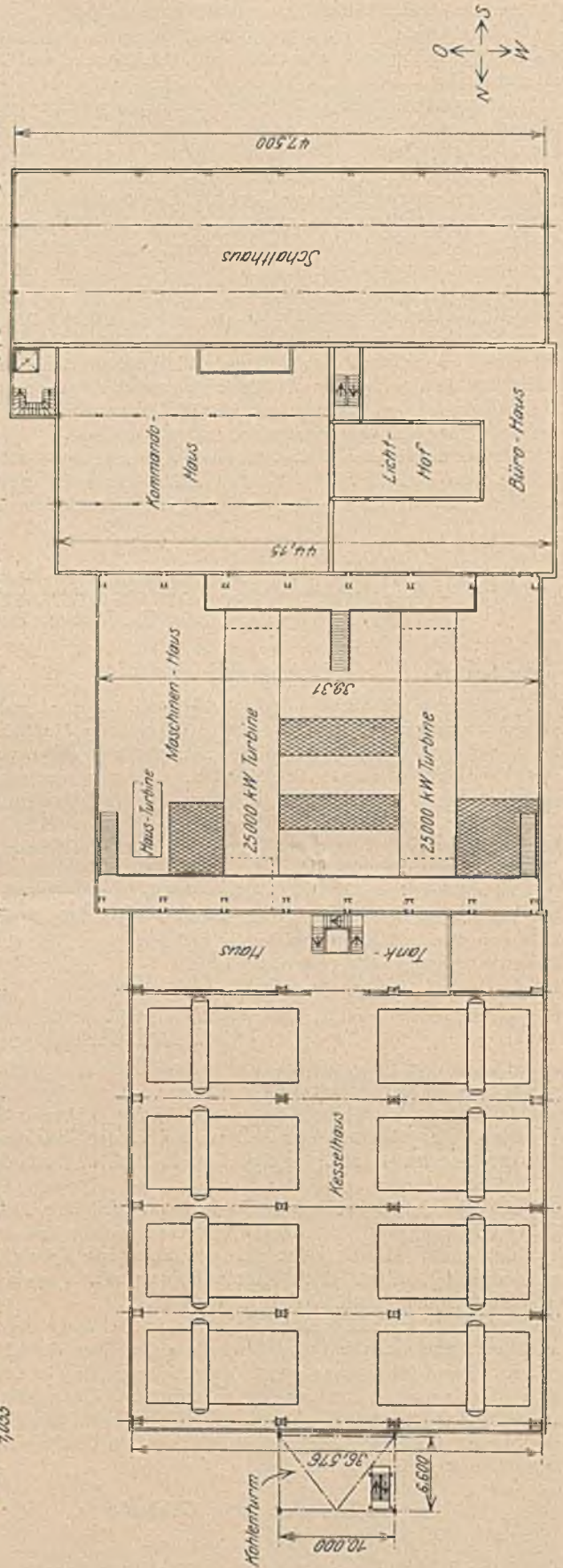


Abb. 1.

Brennstoffmenge. Entsprechend der Einteilung des Kesselhauses ist auch der Bunker durch Trennwände in 8 Silozellen eingeteilt, von denen jede 2 Auslauftrichter besitzt. Abb. 3 zeigt einen Querschnitt durch die Bunker sowie deren Grundriß.

Zur Füllung der Bunker ist über den Zellen ein endloses, über Tragrollen laufendes Transportband mit eingeschaltetem Abwurfwagen vorgesehen. Dieser besitzt zwei seitliche Aus-

Schwerfällige vermieden ist. Abb. 6 ist das fertig montierte Kesselhaus mit nahezu vollendetem Kohlenturm, vom Meere aus gesehen.

2. Das Maschinenhaus.

Die sich zwischen das später beschriebene Tankhaus und Kommandohaus einfügende Maschinenhalle hat 39,31 m Länge und 30,2 m lichte Breite. Als

Tragsystem wurden unten eingespansnte Fachwerksäulen mit frei aufgelagerten Fachwerkbindern gewählt. Die Säulen, deren nördliche Reihe Lasten aus den Bühnen und dem Dach des Tankhauses aufnimmt, und deren südliche Reihe entsprechende Belastungen aus den Bühnen und dem Dach des Kommandohauses erhält, haben 5,56 m Abstand. In Höhe + 8,7 m befindet sich an beiden Langwänden eine Apparatelbühne von ca. 3,1 m Breite, die für eine Nutzlast von 2500 kg/m² ausgebildet ist. Ferner tragen die Säulen die als kontinuierliche Vollwandträger ausgebildete Kranbahn für den Maschinenhauslaufkran von 100 t Nutzlast. Die Kranträger sind durch seitliche Laufstege ausgesteift.

Die Dachkonstruktion besteht aus den Fachwerkbindern mit Pfetten und Dachverband. Als Eindeckung wurden Asbest-

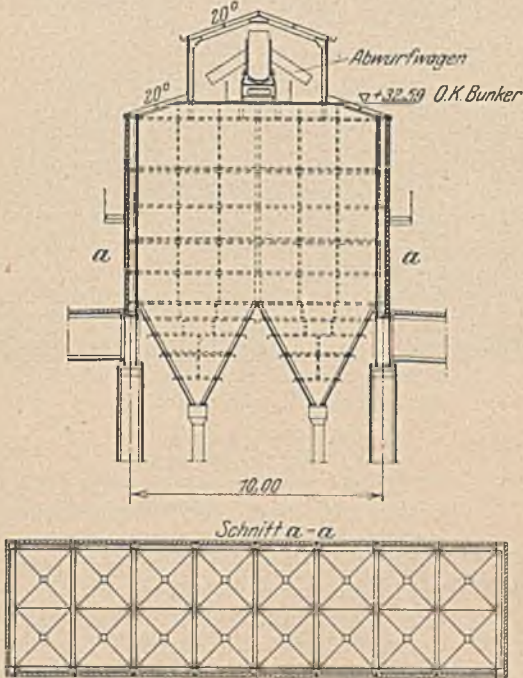


Abb. 3.

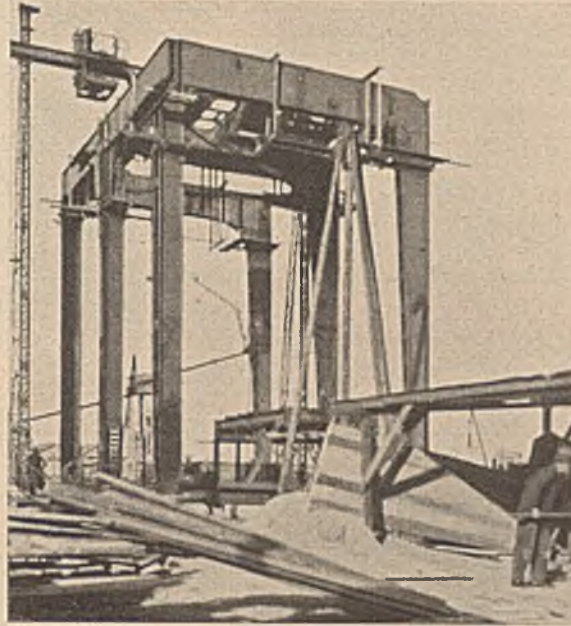


Abb. 4.

wurfrinnen, durch die eine gleichmäßige Verteilung der Kohle auf die einzelnen Zellen erreicht wird. Das Transportband wird von dem später beschriebenen Kohlenturm aus beschickt.

Zu beiden Seiten des Transportbandes sind Laufstege (Bedienungs- und Kontrollstege) angeordnet. Diese sind mit Gitterrosten abgedeckt, um eine Verschmutzung durch sich ablagernden Kohlenstaub zu verhindern.

Die Aufnahme des Windes auf die Langwände, sowie die Bunker und Schornsteine erfolgt durch das in Abb. 2 darge-



Abb. 5.

stellte Rahmensystem. Der Wind auf die nördliche Giebelwand und die Schornsteine wird durch die mit dem Bunkerträger zusammen als mehrstielige Rahmen ausgebildeten Mittelstützen, wie auch durch die 38 cm starken, massiven Langwände aufgenommen.

Abb. 4 zeigt den Beginn der Kesselhausmontage (Bauzustand vom 11. Juli 1930), Abb. 5 das bereits fertig aufgestellte westliche Schiff des Kesselhauses, im Hintergrunde die Anfänge des Schalthauses. Beide Aufnahmen drücken die gut proportionierten Formen der Rahmenkonstruktion aus, bei der alles

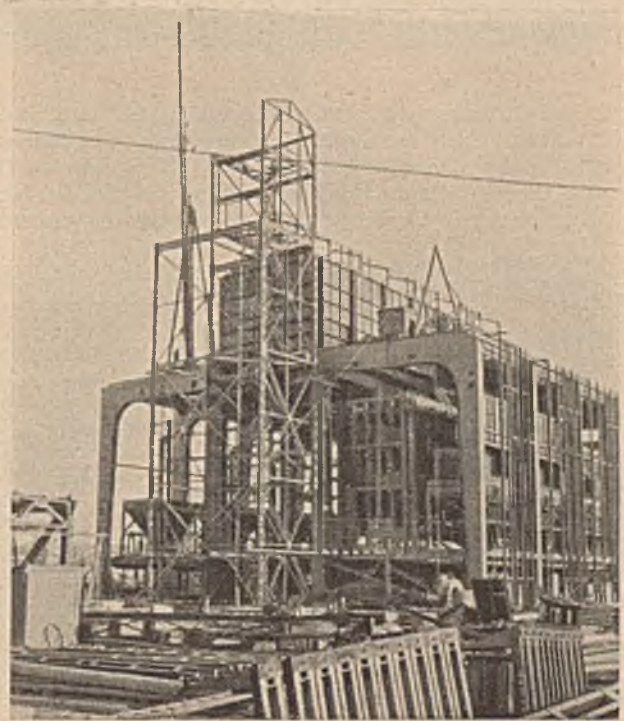


Abb. 6.

zement-Platten (Everite) gewählt. Für die Dachentlüftung ist eine über das ganze Dach durchlaufende Dachlaterne mit seit-

lichen feststehenden Jalousien vorgesehen. Für die Berechnung der Dächer kommt infolge der klimatischen Verhältnisse in Montevideo keine Schneelast in Frage.

Für die Aufnahme der Windkräfte auf die Giebelwand und

des Raumes ist eine Hausturbine für 750 kW-Leistung untergebracht. Für die Turbinensätze kamen lediglich Montagefundamente in Stahlkonstruktion zur Ausführung, welche später einbetoniert wurden und dann als Bewehrung für die endgültigen Eisenbetonfundamente dienen.

Kleinere Bühnen in Stahlkonstruktion für die Pumpenmotoren und Kondensationshilfsmaschinen bedürfen keiner besonderen Erwähnung. Um eine gute Belichtung und Entlüftung der unteren Räume (Pumpengrube usw.) zu sichern, wurden die Bühnen mit „Lichtgitterrosten“ (durchlaufende Tragstäbe mit zwischenliegenden Zickzackstäben) abgedeckt.

Sämtliche Bühnen- und Treppengeländer wurden als blanke Fittingsgeländer ausgeführt.

Abb. 7 stellt einen Schnitt durch das Maschinenhaus dar, während Abb. 8 eine Aufnahme von der bereits aufgestellten Stützenreihe mit Kranbahn an der Kommandohausseite wiedergibt.

3. Kommando-, Büro- und Schaltheus.

Diese Gebäude sind als Stahlskelettbauten ausgeführt. Das Kommandohaus enthält 3 Obergeschosse zur Aufnahme von Schalt-, Kontroll- und Registrierapparaten. Der obere Raum in Höhe + 16,7 m ist ohne Zwischenstützen und durch ca. 21 m spannende Fachwerkbinder überdacht. Die Belichtung erfolgt außer durch die Fenster auch durch das im mittleren Teil mit Drahtglas abgedeckte Dach. In Höhe der Untergurte ist der Raum nach oben durch eine Glasdecke abgeschlossen.

Das westlich dem Kommandohaus vorgelagerte Bürohaus ist zweigeschossig ausgeführt und enthält an sich nichts Besonderes. Das Schaltheus mit ca. 15,4 × 47,5 m Grundfläche und ca. 25 m

Höhe enthält 4 Zwischendecken, die teilweise die erheblichen Lasten der Schaltapparate aufzunehmen haben. Für die Bühne + 9,5 m beträgt beispielsweise die Nutzlast 2240 kg/m².

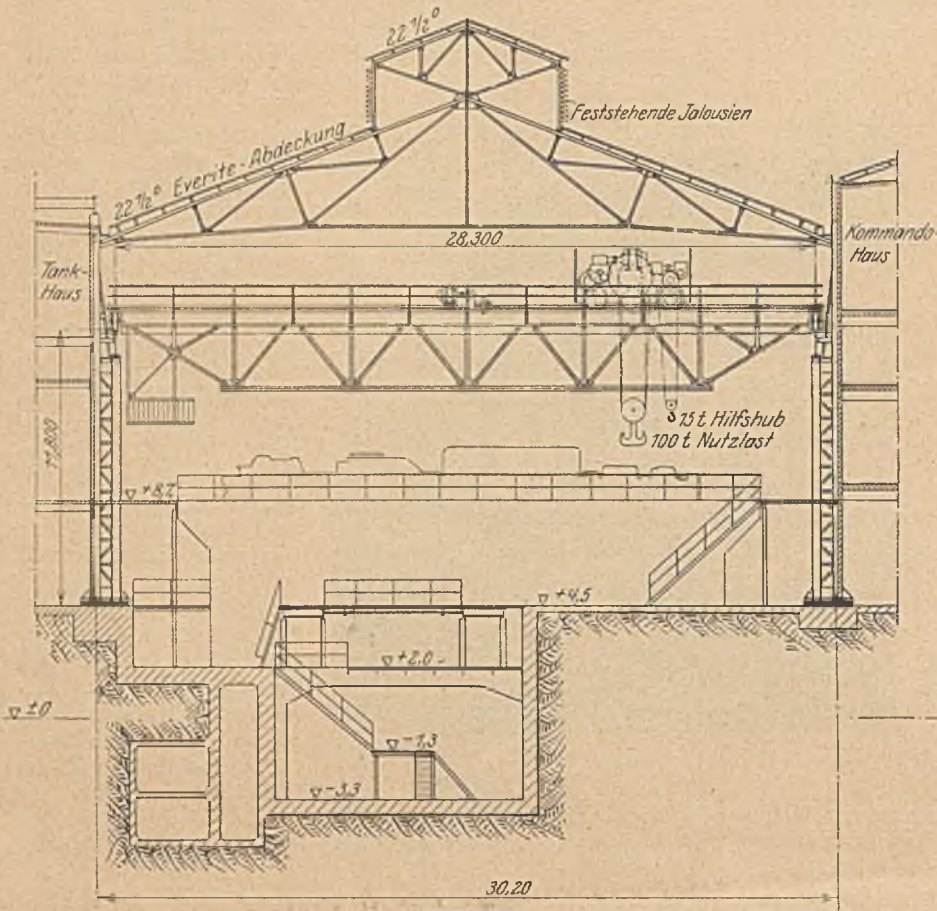


Abb. 7.

der Bremskräfte aus dem Kran wurden in beiden Längswänden (Zwischenwände zum Tank- und Kommandohaus) im Mauerwerk liegende Verbände vorgesehen. Die Windkräfte auf das Dach sowie die Bremskräfte aus der Laufkatze werden von den bereits erwähnten unten eingespannten Fachwerkstützen aufgenommen.

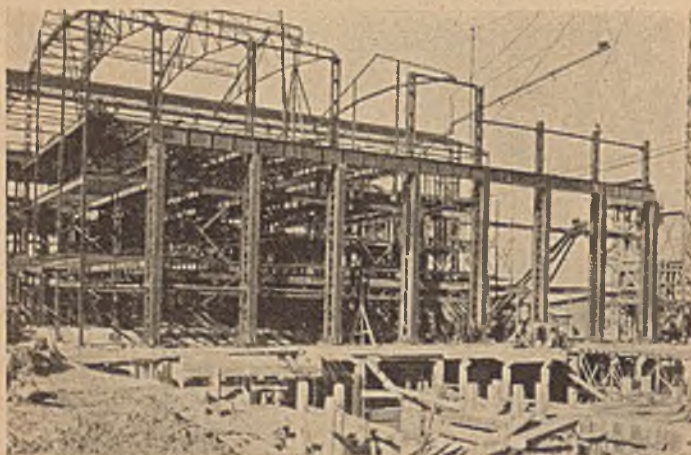


Abb. 8.

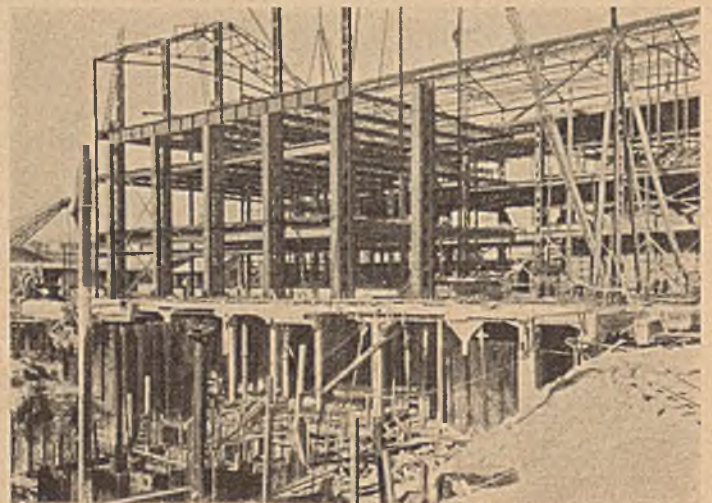


Abb. 9.

Annähernd in der Mittelachse des Maschinenhauses sind die beiden Turboaggregate von je 25 000 kW Leistung und die zugehörige Kondensationsanlage aufgestellt. In der Nordostecke

Die Dächer des Schalt- und Kommandohauses sind, wie auch das Dach des Maschinenhauses, mit Asbestzementplatten abgedeckt. Das Dach des Bürohauses ist in Stampfbeton zwi-

schen stählernen Dachträgern ausgeführt und begehbar. Zur Aufnahme der Windlasten dienen die massiven Außenmauern und ein in der Trennwand zwischen Schalt- und Kommando-

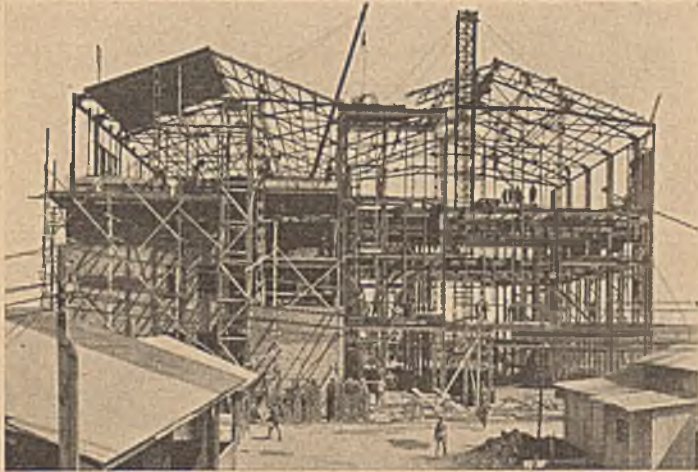


Abb. 10.

haus liegender Verband. Abb. 9 zeigt die Konstruktion des Kommandohauses während der Aufstellung, Abb. 10 das fertig montierte Kommando- und Schaltheis.

4. Kohlenturm und Tankhaus.

Der der Nordwand des Kesselhauses vorgelagerte 43 m hohe Kohlenturm mit $10 \times 6,6$ m Grundfläche ist in Fachwerkkonstruktion ausgeführt. Der obere Teil ist ausgemauert und enthält 2 Bühnen zur Aufnahme des Becherwerks- und Transportbandantriebes, sowie der Kohlenaufgabevorrichtung. Im Innern des Turmes führt eine Treppe zu diesen Bühnen, von denen aus auch die inneren Bunkerlaufstege erreicht werden können.

In dem sich zwischen Kessel- und Maschinenhaus erstreckenden 7,1 m breiten Tankhaus sind die 4 zur Kesselspeisung dienenden Wassertanks von je ca. 270 t Bruttogewicht untergebracht. Die auf + 8,7 m Höhe gelegenen Räume dienen als Schalt- und Speiseraum. Ein auf der Ostseite befindliches Treppenhaus führt zum Tankhausdach, von wo aus auch das Kesselhausdach und die äußeren Bunkerlaufstege begangen werden können.

Bei Ausbildung der Dachentwässerung mußte auf die umfangreichen, meist wolkenbruchähnlichen Regenfälle in Montevideo Rücksicht genommen werden. Die Querschnitte der Rinnen und Abfallrohre entsprechen ungefähr dem $2\frac{1}{2}$ -fachen der deutschen Verhältnisse. Nach Vorschrift der Verwaltung in Montevideo wurden die Dachrinnen in Gußeisen ausgeführt.

Die Gebäude der Zentrale, die sich in Nord-Südrichtung, ca. 20 m von der Ufermauer entfernt, erstrecken, wirkten mit ihrer nahezu durchlaufenden Westfassade als ein geschlossenes Ganzes: Die senkrechtlaufenden Fensterbänder verleihen dem Bauwerk ein straffes Aussehen. Durch die niedrigere, etwas hervortretende Front des Bürohauses wird eine angenehme Abwechslung erzielt.

III. Umfang der Lieferung und Montage.

Die Gesamtlieferung umfaßt ca 2700 t Stahlkonstruktion. Hierin sind nicht einbegriffen die Sonderlieferungen, wie Treppen, Geländer, Fenster, Türen und Tore, ferner Jalousien, Glasdecken, Dachrinnen und Abdeckroste.

Die Verteilung des Gesamtgewichtes auf die einzelnen Gebäude ist folgende:

Kesselhaus	1355 t
Maschinen- und Tankhaus einschl. Bühnen- und Turbokonstruktion	570 „
Schalt-, Kommando- und Bürohaus	713 „
Kohlenturm	55 „
Dachkonstruktion des Werkstattgebäudes	7 „

Für die Bearbeitung der ersten 3 Gebäudegruppen standen dem technischen Büro und der Werkstatt insgesamt nur 4 Monate zur Verfügung. Die Verschiffung nach Montevideo erfolgte mit 8 verschiedenen Frachtdampfern. Für den Versand wurden vom Verlassen der Werkstatt bis zur Ankunft auf der Baustelle durchschnittlich 6 Wochen benötigt.

Die Konstruktionsteile wurden auf besonderen Kähnen (Schuten) vom Seeschiff zur Baustelle befördert.

Abb. 11 zeigt die Auslademole für die Stahlkonstruktion.

Wegen der kurzen Lieferzeit mußte die Baustelle mit neuzeitlichem Montagegerät reichlich ausgerüstet werden. Das Gerät wurde in einer besonderen Schiffsladung von Deutschland herübergeschafft.

Für die Montage des Kesselhauses wurde ein über ein Seitenschiff reichender Portalkran benutzt. Zuerst wurde das

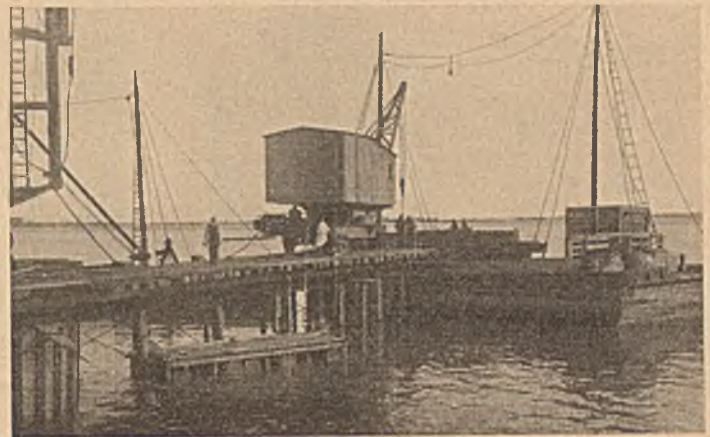


Abb. 11.

westliche, dann das östliche Kesselhausschiff aufgestellt. Aus den Abb. 4 und 5 ist der Portalkran ersichtlich. Die Bunker- montage erfolgte mittels zweier Schwenkmaste, die auf dem Kesselhausdach aufstellung fanden. Die übrigen Gebäude, wie Maschinen-, Tank-, Kommando-, Büro und Schaltheis wurden in üblicher Weise mit Schwenkmast montiert.

Die gesamte Stahlkonstruktion und ein großer Teil der Sonderlieferungen wurde in ca. $4\frac{1}{2}$ Monaten aufgestellt. Bei dieser an und für sich knapp bemessenen Zeit muß noch berücksichtigt werden, daß lediglich die Bauleiter und Monteure aus Deutschland herübergereist waren; dagegen wurden sämtliche Fach- und Hilfsarbeiter erst in Montevideo eingestellt.

Die Lieferung und Montage der gesamten Stahlkonstruktion erfolgte durch die Vereinigten Stahlwerke A.-G., und zwar wurde die Konstruktion des Kessel- und Maschinenhauses sowie des Kohlenturmes, ferner die gesamte Montage, auch die der 64 m hohen Schornsteine, von der Dortmunder Union, Abteilung Brückenbau, ausgeführt; die Konstruktion des Kommando-, Büro- und Schaltheises lieferte das Werk Wanheim in Duisburg-Wanheim.

Die sämtlichen Wand- und Deckenflächen des Kellers (Stallungen) sind zwecks Warmehaltung und Verhinderung von Tropfenbildung aus Dunst mit 5 cm starken Bimsbetonplatten verkleidet und überputzt.

Sowohl Keller, wie auch Erdgeschoßfußboden waren im Gefälle herzustellen, es ergab sich daher insbesondere für den Erdgeschoßfußboden eine hohe Auffüllung. Als Beläge wurden im Keller Klinkerplatten gewählt, der Erdgeschoßfußboden er-

verwertet worden. Die Stützweite der Eisenbetonbinder beträgt 25,50 m. Außer der normalen Belastung aus Eigengewicht und Schnee nimmt der Hauptbinder die gesamten seitlichen Windlasten, die auf die Längswände des Bauwerkes treffen, entsprechend auf.

Unter Berücksichtigung der verschiedenen Tragheitsmomente in Riegel und Stielen erfolgte die Berechnung des Horizontalschubes als Unbekannte nach der umgeformten Arbeitsgleichung, ohne Berücksichtigung der Normalkräfte bei der Formänderung:

$$H = \frac{\int_0^l M_0 d_y y + \int M_1 d_x h}{\int_0^l y^2 d_y + \int h^2 d_x}$$

Die Horizontalschübe aus senkrechter und waagerechter Belastung ergeben nacheinander 16,80 t und 1,73 t/Binder.

Für deren Aufnahme wurden die entsprechenden Zugeisen in den Trägern der Kellerdecke eingelegt. Die Ausbildung des Gelenkes am Fuße des Binderstieles erfolgte mit umschnürten senkrechten Eiseninlagen mit dem Umschnürungs-Durchmesser von 20 cm. (Bewehrung der Haupttragkonstruktionen Abb. 4.)

Der Einfluß der Wärmespannungen konnte unberücksichtigt bleiben, da bei einem Wärmeunterschied von $\pm 15^\circ$ sich die Spannungen nur um 1,5% erhöhten.

Die Platten und Träger der Kellerdecke sind als kontinuierliche Konstruktionen in der üblichen Weise berechnet und durchgebildet worden.

Sämtliche Innenstützen haben Einzelgründungen, dagegen die Wandstützen Streifengründung erhalten; die Ausführung beider Arten wurde in bewehrtem Beton ausgeführt.

Besonders zu bemerken ist noch, daß für die künstliche

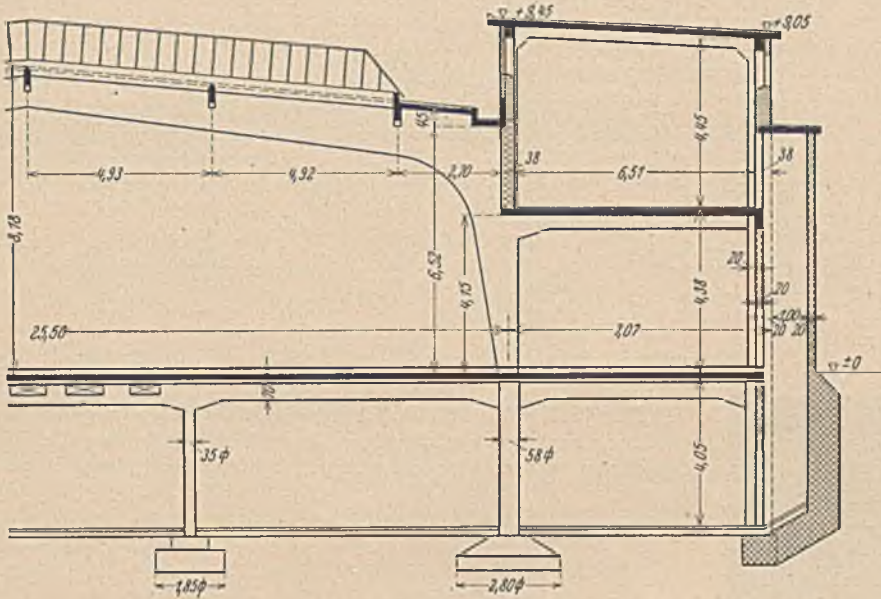


Abb. 2.

hielt außer einer Dichtung unter der Auffüllung einen besonderen Belag, der unter „Permit“ in der Fachwelt bekannt ist.

Die vom Verfasser in Verbindung mit dem städtischen Hochbauamt vorgeschlagene freie Überspannung der großen Markthalle wurde, weil diese Ausführungsart gegenüber der Ausführung mit Stützen nur 6000 M Mehrkosten ergab, jedoch größere betriebstechnische Vorteile bot und gute Innenformen versprach, gern angenommen.

Von baulichen Gesichtspunkten betrachtet liegt hier ein Bauwerk vor, bei dem die konstruktiven Formen Architektur sind, d. h. die Erfüllung der betriebstechnischen und statischkonstruktiven Bedingungen ergibt sowohl die Außen- als auch die Innenformen des Bauwerkes, deren Wirkung dem Empfinden und dem Urteil des Beschauers überlassen bleiben soll. (Abb. 5.)

Konstruktion und Gleichgewichtsberechnung.

Das gesamte Bauwerk ist vom Dach bis zur Gründung in Eisenbeton ausgeführt worden. Sämtliche Tragformen sind statisch so ausgewertet, daß möglichst gut und leicht aussehende Tragglieder erzielt wurden.

Die Heubodenüberdachung besteht aus kreuzweise bewehrten Dachplatten und Zweigelenkrahmen mit ungleichen Stielen. Die Decke der Seitengänge der großen Halle (Erdgeschoßdecke) ist aus kreuzweise bewehrten Platten und mit im Rahmenstiel der Haupthalle eingespannten und auf den Außenstützen frei gelagerten Trägern ausgeführt.

Die große Markthalle ist mit Zweigelenkrahmen mit gesprengtem Riegel überbaut; die Einspannung der Träger der Decke unter den Heuböden ist bei der Gleichgewichtsberechnung

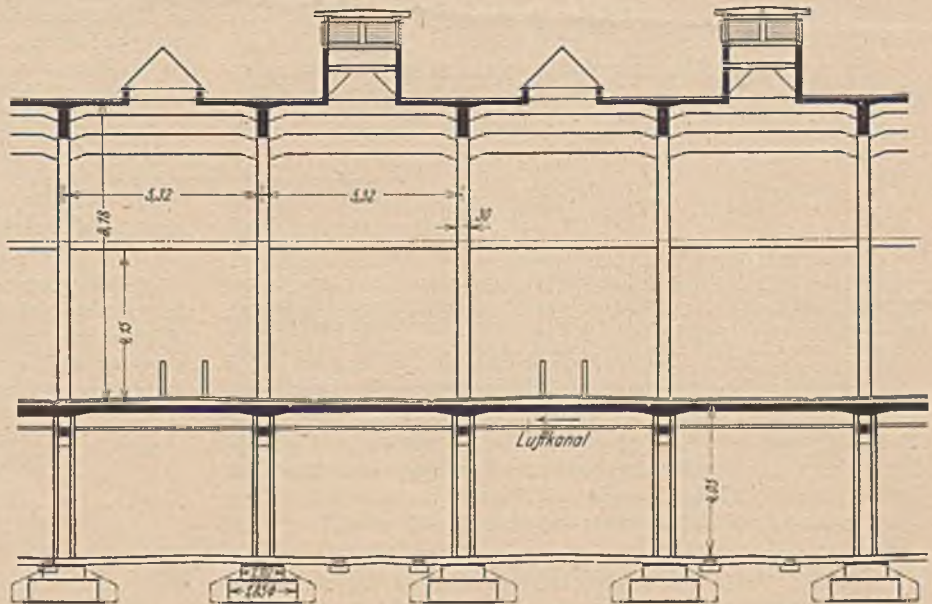


Abb. 3.

Entlüftung im Keller in der Längsrichtung der Bauwerke im mittleren Trägerfeld ein Luftkanal durchzuführen war. Um etwa 1,50 m² Durchlaßquerschnitt zu erhalten, wurde der Querträger im Mittelfeld etwas höher ausgeführt als die übrigen Träger und im Sinne der Wirkung der Schubspannungen durchbrochen.

Nutzlasten:

Dächer: Wind und Schneelasten nach den minist. Bestimmungen.

Heuboden: 700 kg/m².

Kellerdecke: 800 kg/m².

Bodenpressung:

bei gutem Kiesboden 2,50 bis 3 kg/cm².

Ausführung und Bauzeiten.

Anfang Mai 1930 wurde mit Ausschachten der Baugrube begonnen. Innerhalb 14 Tagen wurde die gesamte Ausschachtung, das ist die Bewegung von rd. 10 000 m³ Boden, mittels zwei Greifbaggern mit maschinellem Antrieb ausgeführt.

Die Gründung sowie Umfassungswände der Keller und die Lichtschachtwände und -böden wurden eingestampft, wogegen alle übrigen Bauteile in Gußbeton ausgeführt wurden.

Ende Juli war der gesamte Rohbau seitens der ausführenden Firma fertiggestellt; einschließlich des Zeitaufwandes für die Ausschachtung, wozu noch das schwierige Unterfangen der anliegen-

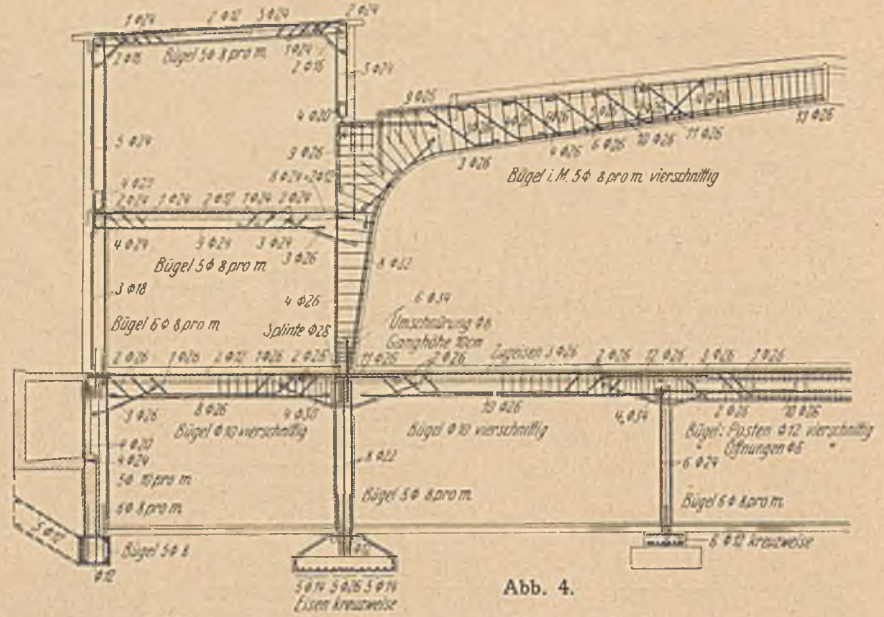


Abb. 4.



Abb. 5.

den Halle kam, wurden für die gesamten Rohbauarbeiten nicht ganz drei Monate Arbeitszeit benötigt.

Die Ausbaurbeiten erforderten noch rd. zwei Monate, so daß die gesamte Bauzeit nicht mehr als fünf Monate betrug.

Für die Ausführung der Eisenbetonarbeiten wurde gebaggerter Rheinkies und hochwertiger Zement, mit Ausnahme in der Gründung, verwendet; diese wurde mit Normalzement hergestellt.

Insgesamt kamen zur Verarbeitung:

2 500 m³ Kies,

12 000 Sack Zement,

165 t Rundeisen.

Die Gesamtbaukosten betragen rd. 550 000 M, hiervon entfallen auf den Rohbau 200 000 M.

Der Entwurf wurde von der Entwurfsabteilung des städt. Hochbauamtes aufgestellt, die Bauleitung lag in den Händen der Abteilung, Ausführung desselben Amtes, beide unter der Leitung des Beigeordneten Meyer; die Konstruktionen sind vom Verfasser entworfen und berechnet worden; der Rohbau und Teile des Ausbaues wurden von der Fa. Georg Becker Bauausführungen G. m. b. H. Düsseldorf-Frankfurt (Main) ausgeführt.

BEFAHRBARE DECKEN.

Von Martin Sattler, Berlin-Schöneberg.

Übersicht. Angabe des Rechnungsganges nach dem bisher geübten Verfahren. Gegenüberstellung der Ergebnisse der alten Berechnungsweise und derjenigen der Neufassung der Eisenbetonbestimmungen. Vorschlag für eine abgeänderte Fassung der Bestimmungen.

Durch die Neufassung der „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ ist die an dieser Stelle bereits des öfteren besprochene Berechnung von Deckenplatten mit Einzellasten wieder in den Vordergrund des Interesses getreten. Der Zweck vorliegender Ausführungen soll der sein, eine Gegenüberstellung der Deckenabmessungen zu bringen, die sich

- I. nach dem jetzt allgemein angewendeten Verfahren, und
- II. nach der im Entwurf für die neuen Bestimmungen vorgeschriebenen Berechnungsweise

ergeben.
Für die in Spalten 2—6 der Tabelle auf Seite 305 angegebenen Werte wurde die Verteilungsbreite nach Abb. 1 an den Auflagern mit $\frac{1}{3}$ in Feldmitte mit $\frac{2}{3}l$ und der Übergang zwischen beiden in den jetzt geltenden Bestimmungen festgelegten Werten entsprechend der Zulassung durch das Stat. Prüfungsamt der Städt. Baupolizei Berlin für seinen Bezirk nach der Parabel $y = \frac{4x}{l^2}$

(1—x) f der Berechnung zugrunde gelegt. Die für die Erzeugung des Größtmomentes maßgebende Laststellung für Decken unter Durchfahrten mit einer Verkehrseinheit wurde durch Versuchsrechnung für jede Spannweite ermittelt und zwar mit den auf 1 lfdm

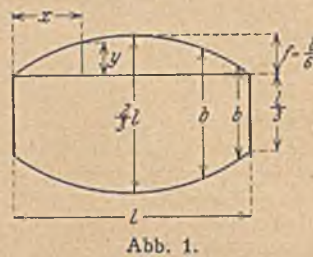


Abb. 1.

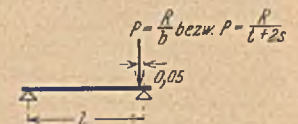


Abb. 2.

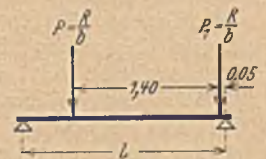


Abb. 2 a.

Platte reduzierten Raddrücken unter Annahme einer gewichtslosen Konstruktion. Die Verschiebung dieser „ungünstigsten“ Laststellung durch die hinzukommende gleichmäßig verteilte Last des Deckengewichtes ist unberücksichtigt geblieben. Ent-

sprechend dem behandelten Sonderfalle — Decken unter schmalen Durchfahrten mit Deckenträgern in Fahrtrichtung — kamen für die beiderseits frei gelagert angenommenen Platten ein bzw. zwei Raddrücke von je 2500 kg sowohl für die Feststellung der Biegemomente als auch der Auflagerdrücke in Ansatz. Für die Ermittlung des größten Auflagerdruckes wurden die Laststellungen Abb. 2 bzw. 2 a zugrundegelegt.

Die in den Spalten 4 und 5 angegebenen Deckenstärken und Armierungen wurden für $\sigma_b/\sigma_c \text{ zul} = 35/1000 \text{ kg/cm}^2$ und $\tau_o \text{ zul} = 4 \text{ kg/cm}^2$ unter Berücksichtigung des Deckeneigengewichtes und eines Zuschlages von 100 kg/m² für Belag und Putz bestimmt. Der Nachweis, daß es unter Zulassung von $\tau_o = 4 \text{ kg/cm}^2$ wirtschaftlicher ist, die Deckenstärke aus der Querkraft zu errechnen, erübrigt sich im Hinblick auf die weiter unten für $\tau_o \text{ zul} = 6 \text{ kg/cm}^2$ durchgeführte Untersuchung.

Die Deckenpreise der Spalte 6 sollen nur Vergleichswert haben. Dieselben sind mit folgenden Einheitspreisen errechnet:

- 1 m² Schalung 2,50 M
- 1 m³ Beton 40,00 M
- 1 kg Rundeseisen einschl. Biegen und Verlegen 0,25 M.

Hierbei ist $f_e = \text{kg}$ gesetzt, ein Zuschlag für Verteilungseisen ist nicht gemacht.

Im Entwurf für die neuen Bestimmungen wird zu § 19 in Fußnote 21 gesagt, daß für die Ermittlung der Biegemomente streng genommen dieselbe Lastverteilung gelte, wie für die Errechnung der Querkräfte; die hiernach errechneten Biegemomente für die ungünstigste Laststellung sind des Interesses wegen in Spalte 7 angegeben. Allerdings ist entgegen den Bestimmungen hierzu die Feststellung zu machen, daß bei Stützweiten über 1,80 m das Größtmoment dann auftritt, wenn eine Radlast im keilförmigen Gebiet des mitwirkenden Plattenteils steht. s ist mit 5 cm eingesetzt.

6 kg/cm² ausgegangen. Dieses Bemessungsverfahren ergibt bei $\tau_o \text{ zul} = 4 \text{ kg/cm}^2$ gegenüber der Dimensionierung nach dem Größtmoment wirtschaftliche Vorteile, da die Schubseisenzulagen in Fortfall kommen können. Bei $\tau_o \text{ zul} = 6 \text{ kg/cm}^2$ ist dies nicht mehr ganz der Fall, wie das folgende Beispiel zeigt; doch ist es durchaus wahrscheinlich, daß auch in Zukunft die Deckenstärke nach der Querkraft bestimmt wird, da in der Praxis nicht immer die Zeit für die umständliche genaue Ermittlung der Schubseisen aufgewendet werden kann. Bei kleinen Ausführungenmengen ist es auch möglich, daß die geringe Ersparnis an der Ausführung durch die Mehrausgaben für Büroarbeit wieder ausgeglichen wird.

Bei $l = 3,25 \text{ m}$ wird für das Größtmoment bei $\sigma_b/\sigma_c = 38,2/1200 \text{ kg/cm}^2$ $d = 20 \text{ cm}$ und $f_e = 9,50 \text{ cm}^2$. Unter Berücksichtigung der Momentendeckung und der möglichen Laststellungen § 20 Bild 9 des Entwurfes zu ermitteln sind, werden an jedem Auflager einschl. Mehrverbrauch an Verteilungseisen etwa 7,5 kg Schubzulagen benötigt. Diese sind wegen des verhältnismäßig großen Arbeitsaufwandes für Biegen und Verlegen mit etwa 0,45 M/kg einzusetzen, so daß sich ein Vergleichspreis von rd. 15 M/m² Decke ergibt. Hierbei sind die zulässigen Beanspruchungen mit $\sigma_b/\sigma_c = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ entsprechend dem Entwurf angenommen. Da die Sicherheit, die in den reduzierten Spannungen $\sigma_b/\sigma_c = 35/1000 \text{ kg/cm}^2$ liegt, aufgehoben ist, besteht die Möglichkeit, daß von seiten der baupolizeilichen Prüfungsbehörden entsprechend dem Entwurf nunmehr für den Raddruck von 2500 kg ein erheblicher Stoßzuschlag gefordert wird, so daß u. U. der Preis sich dem in der Tabelle angegebenen gleichstellt bzw. nähert.

Die Eisenquerschnitte der Spalte 11 sind für $\sigma_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$ bestimmt, um im Vergleich mit den Werten in Spalte 5 einen

1 m	Nach Verfahren I ermittelte					Nach Verfahren II ermittelte					
	max M _R kg m	max Q _R kg	d _{erf} cm	f _{e,erf} cm ²	Preis RM/qm	max M _R kg m	max M _R kg m	max Q _R kg	d _{erf} cm ²	f _{e,erf} cm	Preis RM/qm
1,00	938	5985	19	6,36	11,69	938	938	11 870	24	4,90	13,32
2,00	938	3905	17	8,65	11,46	996	938	12 703	26	5,75	14,34
2,50	1076	3365	18	9,95	12,18	1101	972	12 880	27	6,50	14,92
3,25	1244	2786	21	11,70	13,83	1208	1154	12 947	28	8,80	15,90

Mit Verfahren II, nach dem die Werte in Spalte 8—12 errechnet sind, ist die im Entwurf § 19 vorgeschriebene Berechnungsweise benannt, jedoch mit der Einschränkung, daß der Raddruck wie bei Verfahren I mit 2500 kg ohne besonderen Stoßzuschlag eingesetzt ist. Die ungünstigste Laststellung für Stützweiten über 2,35 m wurde ebenfalls für eine gewichtslose Platte in bekannter Weise — zwei gleich große Einzellasten — zugrundegelegt, und das Biegemoment nach der Formel

$$M = \frac{R \cdot 3}{2 \cdot 1} \frac{(2 \cdot 1 - c)^2}{8 \cdot 1} = 3 R \left(\frac{2 \cdot 1 - c}{4 \cdot 1} \right)^2$$

errechnet. Hierin ist c der Radstand von 1,40 m.

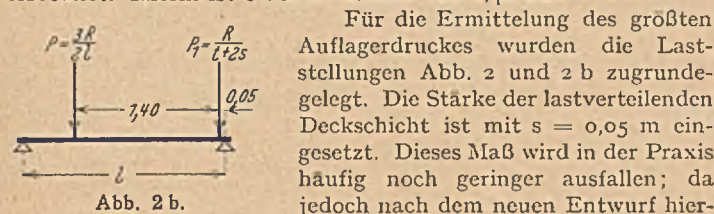


Abb. 2 b.

Für die Ermittlung des größten Auflagerdruckes wurden die Laststellungen Abb. 2 und 2 b zugrundegelegt. Die Stärke der lastverteilenden Deckschicht ist mit $s = 0,05 \text{ m}$ eingesetzt. Dieses Maß wird in der Praxis häufig noch geringer ausfallen; da jedoch nach dem neuen Entwurf hiervon die erforderlichen Abmessungen der Platte in erster Linie abhängen, ist nicht der ungünstigste Fall angenommen.

Für die Bestimmung der in Spalte 10 angegebenen Deckenstärken ist von einer zulässigen Schubspannung von $\tau_o =$

Ausgleich für den verhältnismäßig höheren Anteil der Verteilungseisen zu haben.

Der durch die neuen Bestimmungen bedingte Rechnungsgang bringt nicht unwesentliche Verteuerungen mit sich, die letzten Endes aus der Annahme folgern, daß sich eine Einzellast am Auflager nur auf $b = t + 2s$ verteile. Die tatsächlich mitwirkende Plattenbreite ist sicher weder für das Moment allein von der Spannweite, noch für die Querkraft nur von der Stärke der lastverteilenden Deckschicht abhängig. Vielmehr ist das elastische Verhalten der Platte als Funktion der Stützweite und der gewählten Konstruktionsstärke maßgebend dafür, wie weit sich die unter einer Einzellast auftretende Durchbiegung den Nachbarstreifen mitteilt und infolge der Drillungsspannungen zur Mitwirkung heranzieht. Mangels eindeutiger Versuchsergebnisse, die in jeder Laststellung mitwirkende Plattenbreite klar erkennen lassen, wird man heute noch keinen theoretisch begründeten Wert hierfür angeben können, so daß es nur darauf ankommt, der Berechnung eine Größe zugrunde zu legen, die genügende Sicherheit für das Bauwerk in sich schließt und auf praktische Widersprüche verzichtet. Als gewissen Widerspruch muß man es sicher bezeichnen, daß für eine Stützweite von 1 m — infolge der Schubspannungen — eine größere Deckenstärke erforderlich ist als für 2 m, was bis jetzt der Fall war. Ebenso wenig einleuchtend ist die Annahme, daß eine Einzellast in Feldmitte bei allen Stützweiten das gleiche Biegemoment

erzeugen soll. Dem wäre zu begegnen, indem man die einzu-
führende Verteilungsbreite aus Spannweite und Deckenstärke
errechnet, z. B. könnte die größte Verteilungsbreite zu

$$b = \frac{2/3 l + 10 d}{2}$$

angenommen werden, wobei eine Mindestdecken-

stärke von vielleicht 13 cm für Decken, die unter Verwendung
von hochwertigem Zement hergestellt werden, bzw. 15 cm für
Decken mit Normalzement zu fordern wäre. Am Auflager er-
scheint die Verteilungsbreite fast als allein von der Deckenstärke
abhängig, also würde die Verteilungsbreite als ein Vielfaches der-
selben, vielleicht 3 d, einzusetzen sein, wenn $3 d > t + 2 s$.
Unter Zulassung von $\tau_0 = 6 \text{ kg/cm}^2$ für Normalzement bzw.
 $\tau_0 = 8 \text{ kg/cm}^2$ für hochwertigen Zement bleibt dann die rech-
nerische Schubspannung für Radlasten von 2500 kg ohne besonde-
ren Stoßzuschlag unter der Grenze. Dies entspricht durchaus
den praktischen Erfahrungen. An befahrten Decken auf-
getretene Beschädigungen wiesen in erster Linie auf überschrit-
tene Biegebeanspruchung, Schubrisse sind mir bis jetzt nicht
bekannt geworden. Die zur Ermittlung des größten Auflager-

druckes benötigte Umgrenzungslinie der jeweils mitwirkenden
Plattenbreiten würde im Sinne des Vorstehenden der Abb. 3 ent-
sprechen und ist dieselbe wie im Entwurf für den dort angegebenen
Fall auszuwerten. Für die Ermittlung der Bie-
gungsmomente wird das vereinfachte Verfahren
des Entwurfessicher von jedem Praktiker begrüßt
werden, so daß hierin eine Änderung unange-
bracht erscheint. Der Vergleich der Werte in
den Spalten 2, 7 und 8 zeigt ja auch nur unbe-
deutende Unterschiede.

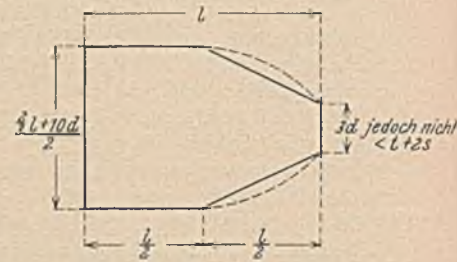


Abb. 3.

In Anbetracht der Bedeutung des Besprochenen für die
Wirtschaftlichkeit des Garagenbaues wäre es zu begrüßen, wenn
auch von anderer Seite zu der angeschnittenen Frage Stellung
genommen würde.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Architekten und Bauingenieure¹.

In den Vereinigten Staaten tobt seit einiger Zeit ein heftiger
Kampf zwischen Architekten und Bauingenieuren, der dadurch her-
vorgehoben war, daß Hochbauten in immer steigendem Maße von
Bauingenieuren gebaut wurden. Die Architekten hatten versucht,
diese Tätigkeit der Bauingenieure durch Herbeiführung gesetzge-
berischer Maßnahmen zu verhindern. In einzelnen Teilen der Union ist
ihnen dies auch gelungen, so daß z. B. in New York City Bauingenieure
Hochbauentwürfe nicht mehr verantwortlich zeichnen dürfen.

Da dieser Zustand unhaltbar ist, haben sich nunmehr die Spitzen-
verbände beider Berufsgruppen zusammengetan, um eine Einigungs-
formel zu finden.

¹ Eng. News-Record 1931, Bd. 106, S. 159 f.

In Anerkennung dessen, daß die Aufgaben von Architekten und
Bauingenieuren sich vielfach weitgehend überdecken und daß ein Zu-
sammenarbeiten zwischen beiden notwendig ist, wird vorgeschlagen,
daß beim Entwurf von Hochbauten Bauingenieure und Architekten
als gleichberechtigt anzusehen sind, wobei allerdings die Bauingenieure
eine besondere Vorbildung im Gebiete des konstruktiven Ingenieur-
baues (structural engineering) nachweisen müssen, ohne aber dadurch
eine neue Art von Spezialingenieuren zu bilden.

Außerdem sollen sich beide Berufsgruppen verpflichten, keinerlei
gesetzliche Maßnahmen zu beantragen, die in die Rechte der anderen
Gruppe eingreifen, ohne vorher deswegen mit dieser Fühlung genommen
zu haben.

Man hofft, daß diese Grundsätze allgemein anerkannt werden und
damit dem Streit ein Ende bereitet wird. v. Gruenewaldt.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zuschrift zum Aufsatz „Durchbiegung schlanker Stäbe
bei außermittigem Kraftangriff“.

Von Karl Janser im Bauingenieur 1930, Heft 45, S. 776.

In dem genannten Aufsatz wird das Kapitel „Knick-Biegung“*
gewissermaßen mit elementaren Mitteln sehr anschaulich behandelt.
Ich möchte zeigen, daß eine strengere Lösung viel-
leicht ebenso elegante Ergebnisse zeitigt. Zugleich
erhält man ein Kriterium, wie gut die Jansersche
Näherung dem Problem gerecht wird.



Abb. 1.

Gemäß Abb. 1 ist an der Stelle x das Moment:

$$M_x = P v + P y$$

Nun ist: $E J \frac{d^2 y}{d x^2} = - M_x = - (P v + P y)$

Die Differentialgleichung des Problems lautet also:

$$k^2 \frac{d^2 y}{d x^2} + y = -v, \text{ wenn } k^2 = \frac{E J}{P} \text{ ist.}$$

Die Lösung ist bekanntlich:

$$P y = A \cos \frac{x}{k} + B \sin \frac{x}{k} - P v$$

Daraus ergeben sich die Ableitungen:

$$P k \frac{d y}{d x} = -A \sin \frac{x}{k} + B \cos \frac{x}{k}$$

$$P k^2 \frac{d^2 y}{d x^2} = -A \cos \frac{x}{k} - B \sin \frac{x}{k} = -M_x$$

*) Vergl. dazu Müller-Breslau, Gr. Statik 1925; 2. Bd. II. Abtlg.
S. 630. Bleich, Theorie u. Ber. d. eis. Br. 1924; S. 271.

An der Stelle x ist somit das Moment:

$$M_x = A \cos \frac{x}{k} + B \sin \frac{x}{k}$$

Aus den Grenzwerten $y_{(x=0)} = 0$ und $\frac{d y}{d x}_{(x=0)} = 0$ ergeben sich

die Konstanten: $A = P v$ und $B = P v \tan \alpha$ mit $\alpha = \frac{1}{k}$

Das maximale Moment am Fußpunkt ist:

$$M_{\max} = \frac{P v}{\cos \alpha}; \text{ ferner } \delta = v \left(\frac{1}{\cos \alpha} - 1 \right) \text{ und } f = \frac{v}{\cos \alpha}$$

An der Spitze ist der Drehwinkel: $\frac{d y}{d x} = \frac{v}{k} \tan \alpha$. Die Grenze

der Knicksicherheit ist überschritten, wenn $\frac{1}{k} = \alpha > 90^\circ$ ist. [In Über-

einstimmung mit der Euler-Formel: $P_k = \left(\frac{\pi}{2} \right)^2 \frac{E J}{l^2}$]

Das „Beispiel 1“ in dem genannten Aufsatz ergäbe:

$$k = \sqrt{\frac{E J}{P}} = 1263 \text{ cm}, \alpha = \frac{1}{k} = \frac{800}{1263} = 0,633 (=) 36^\circ 16';$$

$$\cos \alpha = 0,8063.$$

$$f = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot v = v \cdot 1,24$$

Die Neigung des Stabendquerschnittes ist mit $\tan \alpha = 0,7337$:

$$\frac{d y}{d x} = \frac{v}{k} \tan \alpha = 0,058.$$

Die Übereinstimmung ist also ausgezeichnet.

Wie Herr Janser selbst zugibt, ist das einzige Ungewisse an seiner Formel für δ die Zahl 0,833 im Nenner. Durch folgende Überlegung könnte man diese Zahl auch anders ermitteln: Bei Erreichen der Euler-Last muß die Differenz im Nenner der Formel für δ zu Null geworden sein. Wenn man in dem Ausdruck $\frac{E J}{0,5 P l^2}$

das $P = \frac{\pi^2}{4} \frac{E J}{l^2}$ setzt, so ergibt sich $\frac{8}{\pi^2} = 0,8106$.

Diese Zahl im „Beispiel 1“ eingesetzt, ergäbe $\delta = v \cdot 0,2391$ etwas zu günstig. Daher ergibt die Jansersche Formel bei Stäben, deren Lastzustand nahe an der Euler-Grenze liegt, etwas ungunstige Werte. Das rührt daher: Die Stäbe ändern mit wachsender Last ihre Durchbiegungsform. Diese Erscheinung wird durch die hier angegebene strengere Lösung näher verfolgt, ohne irgendwie auf komplizierte Ausdrücke zu führen.

Diese Methode läßt sich auch unschwer auf die Beispiele 2 und 3 anwenden. Es würde zu weit führen, die ganze Ableitung hier anzuschreiben. Bei der mir vorliegenden Lösung mußte der Spannungszustand in allen Teilen untersucht werden, ohne die Rechenarbeit sehr zu vermehren. Im folgenden sei das Ergebnis mitgeteilt: Die Verbindungsstelle zwischen den Schüssen I und II heiße a; die anderen Verbindungsstellen entsprechend b und c und die Einspannstelle demgemäß d. Dann sind die Momente an den Verbindungsstellen:

$$M_a = P \cdot v \cdot 1,121; \quad M_b = P \cdot v \cdot 1,180;$$

$$M_c = P \cdot v \cdot 1,206; \quad M_d = P \cdot v \cdot 1,212.$$

Der Neigungswinkel an der Spitze ist mit $v = 100$ cm: $\frac{dy}{dx} = 0,0641$. Wie man sieht, ist die Übereinstimmung mit $\delta = v \cdot 0,21$ in Jansers „Beispiel 2“ sehr gut. Nicht unerwähnt möge indes bleiben, daß die reine Biege-Spannung an der Stelle „a“ 3,66 mal so groß ist als an der Einspannstelle „d“.

J. Cassens, Berlin.

Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen.

Nachdem der Entwurf für die Neufassung des Teils A der Eisenbetonbestimmungen veröffentlicht worden ist, wird nunmehr in der gleichen Weise der Entwurf für die Neufassung der Teile B (Steineisendecken), C (Betonbauten) und D (Druck- und Steifversuche) mit

Einspruchsfrist bis zum 30. April d. J. zur öffentlichen Kritik gestellt.

Die Einteilung der Teile B und C ist möglichst dem Teil A angepaßt. Der Entwurf für den Teil B enthält wichtige Änderungen gegenüber der Fassung von 1925, z. B. hinsichtlich der Ermittlung des Druckquerschnitts — hierbei sollen die Hohlräume abgezogen werden —, der Berechnung von Steineisendecken zwischen eisernen Trägern und der zulässigen Spannungen. Der Teil C ist gegenüber der Fassung von 1925 sehr stark durch Hinweise auf den Teil A gekürzt und hinsichtlich des Schützens von Beton unter Wasser auf Grund neuerer Erfahrungen ergänzt. In den Entwurf des Teils D sind Bestimmungen über die Ausführung von Steifprüfungen aufgenommen. Bei den Druckversuchen an Würfeln werden je nach dem Zweck des Versuchs drei Arten unterschieden.

Berichtigung zu dem Aufsatz:

„Über einige schwierige Knickaufgaben“,

Heft 11, 1931, Seite 188—193.

Die Ausdrücke (40), (41) auf Seite 192 lauten:

$$(40) \left\{ M_C = v P_1 \left[a_1 + \frac{1}{n} L \right] + v P_2 \left[a_2 + \frac{1}{n} L \frac{1}{m^2} \right] \right.$$

$$(41) \left\{ \sigma_C = \frac{v (P_1 + P_2)}{F_C} \right.$$

$$\left. + \frac{v P_1 \left[a_1 + \frac{1}{n} L \right] + v P_2 \left[a_2 + \frac{1}{n} L \frac{1}{m^2} \right]}{W_C} \right.$$

Damit ergeben sich im Rechenbeispiel, Seite 193, die Werte:

$$M_C = 12\,000 [10 + 4] + 6000 [20 + 4 \cdot 0,75^2] = 301\,500 \text{ kgcm.}$$

$$\sigma_C = \frac{18\,000}{104,2} + \frac{301\,500}{969} = 48,4 \text{ kg/cm}^2.$$

MITTEILUNGEN AUS DER INDUSTRIE. (OHNE VERANTWORTUNG DER SCHRIFTFLEITUNG).

Verstärkte Ausführung des „Wolffkranes“.

Die Firma Jul. Wolff & Co. G. m. b. H., Heilbronn a. N., baut ihren „Wolffkran“ neuerdings in wesentlich verstärkter Ausführung. Während bisher die Tragkraft des Normalmodells Form 30 bei 20 m Ausladung 1200 kg betrug, konnte diese beim neuen Modell 1931 auf 1500 kg erhöht werden.

Die schweren Modelle Form 45 und Form 60 sind neuerdings ebenfalls in die serienmäßige Fabrikation einbezogen worden. Diese schweren

Krane sind also auch stets kurzfristig lieferbar. Form 60 wird bis zu einer größten Ausladung von 30 m, Hubhöhe von 52 m und Tragkraft von 12 t gebaut.

Das Verwendungsgebiet des Wolffkrans wurde in jüngster Zeit ebenfalls erheblich erweitert: mittels einer neuen Gießvorrichtung werden große Leistungen bei Betonierungsarbeiten erreicht. Der Einbau eines besonderen Windwerkes ermöglicht Greiferbetrieb zum Fördern von Sand und Kies bzw. ähnlicher Massengüter.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Die Frühjahrsentlastung am baugewerblichen Arbeitsmarkt schreitet, nachdem die in Teilgebieten ausgebrochenen Streiks im wesentlichen bereits wieder beendet sind, langsam weiter fort. In der größten Zahl der Tarifgebiete ist teils durch Einigungen der Parteien, teils durch Verbindlichkeitserklärungen des Berliner Schiedsspruches, teils durch neue bindende Schiedssprüche von Bezirkstarifstellen Klarheit über die künftige Lohnlage geschaffen, wenn auch die Bezirkstarifverträge in allen Einzelheiten noch nicht festliegen. Immerhin kann das Hemmnis für die Inangriffnahme von Bauvorhaben, das aus unregelmäßigen Lohnverhältnissen erwächst, im wesentlichen nunmehr für überwunden gelten. Auf dem Gebiete des Wohnungsbaues wird es deshalb um so nachteiliger empfunden, daß dagegen bisher die Bewilligung von Hauszinssteuermitteln in den meisten Gemeinden noch nicht erfolgt ist, zum Teil noch nicht einmal die örtlichen Richtlinien für die Verteilung der Hauszinssteuermittel veröffentlicht sind. In allgemeinwirtschaftlicher Beziehung hat der Bericht des Stahlvereins über weiteren Rückgang der Beschäftigung im letzten Vierteljahr auf die sich allmählich durchsetzende zuversichtlichere Betrachtung der wirtschaftlichen Lage enttäuschend gewirkt. Auch sonst ließ sich eine merkbare Weiterentwicklung der Aufschwungstendenzen in letzter Zeit nicht feststellen.

Senkung der Hauszinssteuer und der Altmieten? Der Reichstag nahm am 23. März eine kommunistische Entschliebung an, nach der zur Senkung der Altmiete auf 100% der Friedensmiete die Hauszinssteuer um 20% herabgesetzt werden soll. Im Preußischen Landtag hat die Deutschnationale Fraktion das gleiche beantragt. Wie stellt man sich da die künftige Ermöglichung einer privaten Bautätigkeit vor?

Zum Arbeiterschutz auf Bauten hat der preuß. Volkswohlfahrtsminister folgenden Runderlaß vom 26. Februar 1931 — II 2502/20. 1. — ergehen lassen:

„In meinem Erlaß vom 7. Juli 1926 — II 9. 259 II — ist darauf hingewiesen, daß die Baupolizeibeamten bei den Revisionen zweckmäßig auch von sich aus mit den Betriebsvertretungen der Bauarbeiter, zumal in größeren Betrieben, Fühlung nehmen sollen, damit auch diese zur Bekämpfung der Gesundheits- und Unfallgefahren beitragen können. Um ein engeres Zusammenarbeiten der Baupolizei und der gesetzlichen Betriebsvertretung zu erreichen, ersuche ich, die Baupolizeibeamten anzuweisen, bei ihren Revisionen grundsätzlich auch die Betriebsvertretungen (Bau- und Platzdelegierte bzw. Delegiertenausschüsse), soweit solche vorhanden sind, heranzuziehen. Es wird im allgemeinen genügen, den Obmann der Betriebsvertretung (Bau- oder Platzdelegierten), der nach dem Reichstarifvertrag für Hoch-, Beton- oder Tiefbauarbeiten angewiesen ist, die Baupolizeibeamten durch Anregung, Beratung und Auskunft zu unterstützen, an den Besichtigungen und Besprechungen zu beteiligen. — Ich verweise noch auf den Erlaß des Ministers für Handel und Gewerbe vom 23. April 1930 — III c 3373 Tr, III b 1317 Kr —, nach welchem zur wirksamen Durchführung des Arbeitnehmerschutzes eine gleiche Anordnung für die Gewerbeaufsichtsbeamten getroffen ist.“

Die Zementpreise sind in einigen Gebieten des Süddeutschen Cement-Verbandes G. m. b. H. geändert worden. Das südbadische Gebiet, insbesondere Freiburg, Offenburg, Donaueschingen, Konstanz usw., war im letzten Jahre von dem in der Schweiz neu entstandenen

Außenseiterwerk Hausen mit billigerem Zement beliefert worden, so daß auch das deutsche Syndikat zu Preissenkungen bis zu 100 RM (Konstanz) genötigt war. Im Zusammenhang mit dem Neuaufbau des Westdeutschen Zement-Verbandes G. m. b. H. hat die deutsche und die Schweizer Zementindustrie neue Gebietsschutzabkommen geschlossen, und die in der Schweiz bestehenden Außenseiterwerke, insbesondere Hausen, sind dem Schweizer Syndikat, der E. G. Portland, beigetreten. Die deutschen Syndikate brauchen daher nicht mehr mit der Konkurrenz eines Schweizer Außenseiterwerkes zu rechnen und zogen daraus die Folge einer Preiserhöhung in Südbaden und Südbayern. Die Preise im Kampfgebiet sind dadurch den übrigen Syndikatspreisen wieder angepaßt.

In der nördlichen und westlichen Grenze sind die besonders hohen Preise des Süddeutschen Cement-Verbandes denen der angrenzenden Orte des Westdeutschen bzw. Norddeutschen Cement-Verbandes angenähert und zwischen 5 und 30 RM für 10 t gesenkt worden. Außerdem hat der Süddeutsche Cement-Verband den Großabnehmerabatt, der bei einem Jahresbezug von über 300 Waggons im Reichsgebiet 20 RM betrug, auf 17 RM einseitig ohne Fühlungnahme mit den Verbrauchern herabgesetzt.

Zusammenbrüche. Bereits in Heft 14 haben wir darauf hingewiesen, daß die Presse in den Zusammenbrüchen der letzten Zeit nicht nur eine Folge der allgemeinen Wirtschaftsdepression, sondern auch Auswirkungen besonderer, für die Bauwirtschaft typischer Bedingungen und Fehler feststellen zu können glaubt. Hierfür zwei Beispiele:

„Magazin der Wirtschaft“, Nr. 10 vom 6. März 1931 S. 461 ff.:

„... Das ständig wachsende Bauvolumen der Jahre 1926/29 hat aber nicht nur die Zahl der Baubetriebe in ungesundem Maße erhöht, sondern auch die Geschäftsführung der Unternehmer in merkwürdiger Weise beeinflußt. Der Hauptkrisenherd des Baugewerbes ist der Wohnungsbau. Hier lag seit 1927 eine besonders stürmische Entwicklung vor, und man hat sich vielfach so eingerichtet, als ob diese Entwicklung unbegrenzt weiterlaufen würde. Die Löcher, die sich da und dort auftaten, glaubte man am besten durch Erhöhung des Umsatzes, durch Expansion zu stopfen, Fehlgeschäfte wollte man durch Ausführung neuer großzögiger Projekte wettmachen, bei denen dann nicht mit genügender Vorsicht verfahren wurde. Anzahlungen auf neu gewonnene Bauaufträge mußten dazu dienen, Verpflichtungen für bereits fertiggestellte Bauten zu decken — für Bauten, deren Auftraggeber womöglich aus den mannigfachsten Gründen zur Zahlung nicht bereit oder fähig waren. Bei diesem System kann unter den Umständen, wie sie im letzten Jahr eintraten, rückgangiger Umsatz und Schwierigkeit der Kreditbeschaffung, der leiseste Anstoß genügen, um das ganze Gebäude zu Fall zu bringen.“

Wohl in keinem Industriezweig wird so ungenau kalkuliert wie im Baugewerbe. Es fehlt häufig sowohl an einer genauen Vorkalkulation wie an einer sorgfältigen Nachprüfung des Kostenanschlages. Große Objekte werden zuweilen in Angriff genommen, ohne daß überhaupt verbindliche Abmachungen über den Preis vorliegen, nachträgliche Änderungen des Projekts führen zu Überschreitungen des Kostenanschlages. Beanstandungen bei der Abrechnung sind dann an der Tagesordnung ... deren Folgen langwierige Schiedsgerichtsverfahren und Prozesse sind; ehe diese zur Entscheidung kommen, kann unter Umständen das Ausbleiben der erwarteten Zahlungen den Zusammenbruch herbeiführen. Dazu kommen noch die zahlreichen, für mehr oder minder dunkle Zwecke bestimmten „Nebenspesen“, die im Baugewerbe die Selbstkosten in unvorsehbarer und unkalkulierbarer Weise belasten — ein besonders trübes Kapitel.

Die ohnehin wenig sorgfältige Kalkulation ist im letzten Jahr durch wachsende Konkurrenz vollends über den Haufen geworfen worden. Von dem verringerten Bauvolumen suchte jedes Unternehmen so viel wie möglich an sich zu reißen. Die Unterbietungen, die sich hieraus ergaben, waren nicht einmal immer für die Auftraggeber nützlich, denn sie führten in vielen Fällen zu Puschbauten, diese wieder zu Beanstandungen, Prozessen usw.

Gewiß können nicht alle Eigenheiten des Baugeschäfts, die sich dem kritischen Betrachter aufdrängen, dem Gewerbe als solchem zum Vorwurf gemacht werden. Es gibt eine große Zahl kleiner, mittlerer und großer Firmen, die sich von Fehlern, wie sie hier geschildert wurden, mit Erfolg freizuhalten suchen und die deshalb auch die gegenwärtige Krise überstehen werden. Die innere Sanierung des Baugewerbes ist zum größten Teil ein Persönlichkeitsproblem. Mehr noch als in anderen Industriezweigen überwiegt hier in der Leitung der Techniker mit seiner natürlichen Freude am großen Projekt. Es fehlt am Gegengewicht des vorsichtigen, kühl kalkulierenden Kaufmanns, es fehlt dem Techniker häufig an solider finanzieller Beratung. Die kaufmännische Führung ist stark mit spekulativen Elementen durchsetzt — zum Teil noch aus der vor dem Kriege üblichen Verbindung des Bauunternehmertums mit dem Terraingeschäft. Daran hat auch die zunehmende Konzernbildung im Baugewerbe vorläufig nichts geändert, denn wenn sie auch straffere und vielleicht auch sauberere

Geschäftsmethoden mit sich bringt, so stellt sie doch neue schwierige Probleme. Das Filialsystem erschwert den Überblick. Eine unzureichende örtliche Bauleitung kann ... einen ganzen Konzern ins Wanken bringen ... Regelmäßige Kontrolle ist durch die Natur des Geschäfts erschwert, das Revisionswesen noch wenig ausgebildet. Die endgültige Abrechnung großer Bauvorhaben nimmt oft Jahre in Anspruch, so daß sich das finanzielle Ergebnis nur schwer vorausehen läßt.

Das Risiko des Baugeschäfts war wegen des hohen Werts des einzelnen Objekts von jeher beträchtlich; durch die Gestaltung des Wohnungsbaues nach dem Kriege hat es sich noch erhöht. An die Stelle des früher normalen städtischen Mietzinshauses mit 10 bis 30 Wohnungen sind die großen Hauserblocks oder Reihensiedlungen getreten. Der Wert des einzelnen Objekts hat sich im Durchschnitt vervielfacht, und es ist durchaus kein Sonderfall, daß mittlere Baufirmen mit geringem Eigenkapital gleichzeitig mehrere Millionenobjekte ausführen. Kein Wunder, daß dann ein Fehlschlag auch nur bei einem Bauvorhaben die Existenz des ganzen Unternehmens gefährdet. Arbeitsgemeinschaften, wie sie neuerdings öfters gebildet werden, haben diesem Übel noch nicht steuern können.“

„Frankfurter Zeitung“, Nr. 159 vom 1. März 1931:

„Allen ... Fällen ist gemeinsam, bei aller Unterschiedlichkeit in der sonstigen Geschäftsführung, in der Art des Kundenkreises, der Objekte und der Krisenanlässe: eine Unzulänglichkeit des finanziellen Unterbaues, der Drang nach Ausdehnung der Geschäfte, gepaart mit dem Mangel an hinreichender Vorsicht bei der Übernahme von Aufträgen unter dem Druck scharfen Wettbewerbs und die Nichtbeachtung der Grenze zwischen Bauausführung und Baufinanzierung. In dieser, unter dem Druck des Kapitalmangels zwar verständlichen aber nicht zu billigen Übernahme grundverschiedener Funktionen, nämlich der des Technikers und der des Finanziers, liegt eine starke Erweiterung des Risikos, das, wie die Erfahrung zeigt, den Unternehmer leicht auch zum Bauherrn wider Willen macht. Eine solche Häufung der Risiken führt bei ungenügender Kapitalausrüstung und Kredithilfe zum Zusammenbruch.“

Rechtsprechung.

Bauzinsen können von einem Privatmann bei der Einkommensteuer nicht als Werbungskosten abgezogen werden. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 5. November 1930 — VI A 1097.)

Zu den bei der Einkommensteuer als Ausgaben abzugsfähigen Beträgen gehören unter anderem die Werbungskosten, d. h. die zur Erwerbung, Sicherung und Erhaltung der Einkünfte gemachten Aufwendungen (§§ 15, Abs. 1, Ziff. 1, 16 Einkommensteuergesetz). Hierunter fallen bei einem Privatmann nicht die Bauzinsen. Könnten diese als Herstellungskosten des Hauses behandelt werden, so hätte das zur Folge, daß sie im Wege der Absetzung für Abnutzung nach § 16 Einkommensteuergesetz abgesetzt werden könnten. Die Absetzung für Abnutzung ist aber nichts anderes als die Verteilung von Werbungskosten. Die Zinsen würden also als Werbungskosten zu behandeln sein. Soweit nicht der Begriff der Betriebsausgabe in Frage kommt, gehören zu den Werbungskosten nur die Ausgaben, welche unmittelbar mit dem Zweck der Erzielung von Einnahmen zusammenhängen. Hier liegt die Sache aber nicht so, daß die Geldbeschaffungskosten in unmittelbarem wirtschaftlichem Zusammenhang mit dem durch das aufgenommene Geld ermöglichten Hausbau stehen. Bauzinsen sind daher als Schuldzinsen zu behandeln und in diesem Fall nicht abzugsfähig.

Anliegerbeiträge können nicht für Gebäude verlangt werden, die bei beginnender Anlegung der Straße errichtet worden sind, bei beendigtem Ausbau der Straße jedoch wieder abgerissen waren. (Urteil des Preussischen Oberverwaltungsgerichts vom 25. September 1930 — IV C 29/29.)

Es handelt sich um einen 1910 erbauten und 1921 wieder abgebrochenen Schuppen, für den im Jahre 1926 Anliegerbeiträge verlangt worden sind.

Das Preussische Oberverwaltungsgericht hält die Heranziehung zu den Anliegerbeiträgen im vorliegenden Fall für unberechtigt. Errichtet ein Anlieger ein Gebäude an der Straße, während sie noch in der Anlegung begriffen ist, so entsteht seine Beitragspflicht nicht schon mit der Errichtung des Gebäudes, sondern erst, sobald der Ausbau der Straße beendet ist, und die Möglichkeit vorliegt, die Kosten zu berechnen. Zweck und Absicht des Fluchtliniengesetzes vom 2. Juli 1875 kann es aber nicht gewesen sein, eine Forderung dann noch entstehen zu lassen, wenn in dem Zeitpunkt, zu dem die Straße fertiggestellt ist, das Gebäude, für das eine Beitragspflicht hätte in Betracht kommen können, gar nicht mehr besteht. Die durch die Errichtung eines Gebäudes bedingte Erstattungspflicht rechtfertigt sich dadurch, daß der angrenzende Grundstückseigentümer in der Regel erst durch die Bebauung in erhöhter Weise Vorteile von der Anlegung einer neuen Straße haben kann. Dies trifft nicht zu, wenn das Gebäude in dem Zeitpunkt, in dem der Ausbau der Straße beendet ist, nicht mehr vorhanden, sondern bereits abgerissen ist.

Die Reichsbahn kann für die Beförderung nach einer für den Güterverkehr nicht eingerichteten Station besondere außertarifliche Sätze rechtsgültig vereinbaren. (Urteil des Reichsgerichts, I. Civilsenat, vom 8. Oktober 1930 — I 113/30.)

Die Firma R. hatte Bauarbeiten an einer Wehr- und Schleusenanlage bei D. auszuführen. Um Gerätschaften und Baustoffe an die Baustelle befördern zu können, vereinbarte die Firma R. im September 1926 mit dem Reichsbahnbetriebsamt in L., daß ihr für die Entladung der nach der Baustelle bestimmten Bahnwagen das in der Nähe der Baustelle befindliche Überholungsgleis in D., damals noch keine für den Güterverkehr eingerichtete Station im Sinne von § 453 HGB., mit der Verpflichtung zur Beachtung einer besonderen Dienst-anweisung, zur Verfügung gestellt wurde. Dabei wurden eine bestimmte Art und Weise der Beförderung, sowie die Zahlung besonders berechneter Frachten, vereinbart. Diese Abmachungen wurden ausgeführt und mehrfach erneuert. Im Oktober 1927 trat die Firma R. an die Reichsbahn mit dem Vorschlag heran, die Fracht herabzusetzen, da die bisher vereinbarungsgemäß gezahlten Frachtsätze für sie unerschwinglich seien, und zwar wünschte die Firma R. die Herabsetzung mit Rückwirkung auf den Beginn des Vertragsverhältnisses. Die Reichsbahn willigte in eine Ermäßigung der Frachtsätze ein, jedoch nur für die Zukunft ohne Rückwirkung. Die Firma R. nahm diesen Vorschlag an und zahlte zunächst für die Folgezeit die ermäßigten Sätze. Später machte sie geltend, die erste Gebührenabmachung verstoße gegen die Eisenbahnverkehrsordnung. Es seien übermäßig hohe Beförderungsgebühren erhoben worden, die getroffenen Verein-

barungen seien nach den maßgebenden Vorschriften unzulässig und nichtig. Sie verlangte demgemäß im Klagewege von der Reichsbahn die zuviel gezahlten Frachten zurück. Nach Ansicht der Reichsbahn kommen hier überhaupt keine tariflichen Bestimmungen zur Anwendung, sondern die getroffenen Vereinbarungen sind für die geschuldeten Frachten maßgebend.

Das Reichsgericht hat mit den Vorinstanzen die Klage der Firma R. abgewiesen. Zu Unrecht macht diese geltend, die Vereinbarung mit der Reichsbahn verstoße gegen die Verpflichtung der Reichsbahn, Tarife über alle für den Beförderungsvertrag maßgebenden Bestimmungen, und über die Beförderungspreise und Nebengebühren aufzustellen, und sei daher unzulässig. Diese Verpflichtung der Reichsbahn bezieht sich nur auf die Beförderung nach den für den Güterverkehr eingerichteten Stationen (§ 433 HGB.). Zu diesen Stationen gehört D. unstreitig nicht. Die Tarifpflicht ist durch den Beförderungszwang bedingt. Sie hindert freie Vereinbarungen über das Beförderungsentgelt nur für die Beförderung nach den für den Güterverkehr eingerichteten Stationen. Die Reichsbahn konnte also für die von der Firma R. gewünschte Beförderung, die außerhalb des Beförderungszwanges lag, ablehnen. Tat sie dies nicht und ging sie auf die Wünsche der Firma R. ein, so konnte die Reichsbahn für diese weder in der Eisenbahnverkehrsordnung noch in den maßgeblichen Tarifen vorgesehene Leistung besondere Vereinbarungen wegen des Entgelts rechtswirksam treffen. Die Firma R. kann daher die von ihr gemäß den rechtsgültigen Abmachungen mit der Reichsbahn geleisteten Zahlungen nicht zurückfordern.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 12 vom 26. März 1931.

- Kl. 4 c, Gr. 35. H 54. 30. Hermann Honnef, Dinglingen i. Baden. Freistehender orstfester Gasbehälter mit veränderlichem Inhalt. 24. III. 30.
- Kl. 5 a, Gr. 26. Sch 92 604. Dipl.-Ing. Hans Lembcke, Hedwigstraße 7/1, und Dipl.-Ing. Paul Schmidt, Arcostr. 10/3, München. Erdbohrer mit Vorbohrer vor dem eigentlichen Bohrer. 24. XII. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 9. B 139 578. Wilhelm Bienhils, Recklinghausen, Schleusenstr. 7. Nachgiebige Eisen-Verzugsspitze. 2. X. 28.
- Kl. 5 c, Gr. 9. E 34 734. Otto Eigen, Industriebau G.m.b.H., Dortmund. Formstein zum Ausbau von Grubenstrecken und Querschlägen. 18. X. 26.
- Kl. 7 f, Gr. 10. W 83 003. Theodor Weymerskirch, Differdingen, Luxemburg; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. E. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung eiserner Schwellen und Unterlagsplatten mit aufgewalzten Rippen. 24. VI. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 11. S 91 396. Siemens-Bauunion G.m.b.H., Komm.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Schienenbefestigung auf Holzschwellen mit Unterlegplatten. 29. VI. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 14. A 58 769. Boris Pawlowitsch Andrejanow, Moskau; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Schienenverankerung. 15. VIII. 29. Union der Sozialistischen Sowjetrepubliken 8. I. u. 2. III. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 25. M 110 970. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Akt.-Ges., Nürnberg 24, Katzwanger Str. 100. Einrichtung zum Aufhängen von Eisenbahngleisen während der Vornahme von Umbauten. 9. VII. 29.
- Kl. 19 b, Gr. 1. K 117 361. Aloys Koschir, Hamborn 6 a. Rh., Emmastr. 20. Selbstaufnehmende Kehrmaschine. 8. XI. 29.
- Kl. 19 c, Gr. 9. W 82 414. Karl Witte, Barby a. d. Elbe. Von Hand versetzbare Vorrichtung zum Stampfen von Straßendecken aus plastischer Masse mit kraftbetriebenem Stampfmittel. 20. IV. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 28. W 6. 30. Wilhelm Wasche, Altona, Adickestr. 190. Blockschieber für Rückgabewang. 6. I. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 31. B 85. 30. André Becq, Paris; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Streckenstromschließer. 26. II. 30. Frankreich 27. II. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 33. D 56 853. Włodzimierz Daszkiewicz, Przemyśl, Polen; Vertr.: E. Bierreth, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Durch das Streckensignal einstellbarer Streckenanschlag. 1. VI. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 41. S 80 268. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige Anzeige- und Zählvorrichtung für Fahrzeuge mittels photoelektrischer Zellen. 18. VI. 27. V. St. Amerika 3. VII. 26.
- Kl. 20 k, Gr. 9. R 71 924. H. Römmler A.-G., Spremberg i. d. N.-L., Dresdner Str. 33. Isolator, insbesondere für Fahrleitungsanlagen elektrischer Grubenbahnen. 30. VII. 27.
- Kl. 35 a, Gr. 4. W 83 806. Theodor Wagener, Köln-Nippes, Schwerinstraße 27. Bauaufzug. 25. IX. 29.
- Kl. 37 a, Gr. 2. P 39.30. Rudolf Pirzkall, Czalositz, Bez. Leitmeritz Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Huß, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Decke mit fertigen Eisenbetonträgern. 27. II. 30. Tschechoslowakische Republik 5. XI. 29.
- Kl. 37 a, Gr. 8. F 115.30. Paul Falke, Schmallingenberg, Sauerland. Verfahren zum Isolieren von Mauerwerk. 25. VI. 30.
- Kl. 37 b, Gr. 3. S 87 283. Siemens-Bauunion G.m.b.H., Komm.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Knotenpunktgelenk für Fachwerkträger. 1. IX. 28.
- Kl. 37 d, Gr. 6. E 36 924. Fritz Ebener, Essen, Franziskastr. 2, u. N. V. Vigorose Cement Industrie „De Metoor“, de Steeg, Holland; Vertr.: A. Pieper, Pat.-Anw., Essen. Bodenbelag. 3. II. 28.
- Kl. 37 d, Gr. 36. M 107 845. Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. Beck & Henkel, Kassel. Verfahren zum Herstellen von Einfriedigungen. 4. XII. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 7. F 65 468. Walter Furchner, Brieg, Bez. Breslau, Gartenstr. 32. Warenhaus mit strahlenförmig einem Innenraum zulaufenden Säulenfluchten. 20. II. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 7. H 117 471. Dipl.-Ing. Walter Höntsch, Niedersiedlitz b. Dresden. Einrichtung zur Verhütung des Herabstürzens von Balken in durch Erdbeben erschütterten Gebäuden. 23. VII. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 7. R 36 646. Georg Tucholski, Berlin W 15, Paderborner Str. 1. Tresoranlage. 27. III. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 22. J 38 557. I.G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verwendung von Phosphorofenschlacken zur Herstellung von Straßenbauelementen. 29. VI. 29.
- Kl. 84 a, Gr. 3. M 109 169. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Einrichtung zum Versteifen der Aufsetzklappe eines Wehrkörpers in ihrer Längsrichtung. 14. III. 29.
- Kl. 84 d, Gr. 1. H 112 655. Harnischfeger Corporation Milwaukee, Wisconsin, V. St. A.; Vertr.: Dr. B. Oettinger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Grabenbagger mit einer mittels Seilzug heb- und senkbaren Eimerleiter. 15. VIII. 27.
- Kl. 84 d, Gr. 1. H 112 674. Harnischfeger Corporation, Milwaukee, Wisconsin, V. St. A.; Vertr.: Dr. B. Oettinger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Offener Baggerkabel. 17. VIII. 27.
- Kl. 84 d, Gr. 3. D 58 043. Demag A.-G., Duisburg, Werthauer Straße 64. Baggergestell für wahlweisen Löffel- und Greiferbetrieb. 23. III. 29.
- Kl. 85 b, Gr. 1. G 77 419. Groeck Wasserveredlung G.m.b.H., Berlin S 42, Brandenburgstr. 69. Verfahren zur Behandlung von fließendem Wasser. 7. IX. 29.
- Kl. 85 c, Gr. 6. D 56 768. Deutsche Abwasser-Reinigungs-Ges. m.b.H., Städtereinigung, Wiesbaden, Adolfsallee 27. Vorrichtung zur Ausfäulung von Schlämmen aus Kläranlagen. 13. X. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 9. B 140 435. Carl Billand, Kaiserslautern i. d. Rpf. Pirmasenser Str. 153. Leichtflüssigkeitsabscheider mit Schwimmerventil als Durchflusssperre und Abschirmung des Auslaufstutzens. 20. XI. 28.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Schweißens und Schneidens mittels Sauerstoff und Azetylen. Fünfte Folge. Herausgegeben im Auftrage des deutschen Azetylenvereins von Dr. W. Rimarski. Verlag Karl Marhold, Halle, 1930. 103 S. DIN A 4, 188 Abb. RM. 4.—

Über die Hälfte des Heftes wird von Aufsätzen eingenommen, die für den Stahlbau von größter Bedeutung sind. Es sind das: Mitteilungen aus dem Forschungslaboratorium des Werkes Autogen der I. G. Farbenindustrie „Über das autogene Schneiden von Baustählen und legierten Stählen“, eine Arbeit von Prof. v. Roeßler „Über das Verhalten von autogen geschnittenem Material bei dauernder Beanspruchung durch Schlag“ und eine „Kritische Betrachtung der Prüfverfahren für Schweißnahte“ von Dr.-Ing. H. Kemper.

In der ersten Arbeit werden die Veränderungen des Gefüges autogen geschnittener Stähle, darunter besonders St. 37, St. 48, St. Si, sowie Unionbaustahl, untersucht und zwar metallographisch und durch Prüfung der Härte und der Bearbeitbarkeit. Die Untersuchungen ergeben, daß die Gefügewandlung durch den Autogenschnitt nur wenig tief in das Werkstück reicht.

Die äußerste Schicht (a) zeigt je nach dem Werkstoffe Entmischungs- oder Anreicherungserscheinungen bei mäßiger Kornvergrößerung, die folgende Zone (b) zeigt deutliche Kornverfeinerung (Vergütung), die dritte den Übergang in das normale Gefüge.

Die Ausbildung der Zonen hängt von der Zusammensetzung des Werkstoffes, der Einstellung der Schneidflamme, der Dicke und dem Wärmeleitvermögen des Stückes ab. Die mitgeteilten Mikroaufnahmen weisen etwa folgende Zonenbreiten für die im Stahlbau wichtigen Stahlarten auf:

Werkstoff	Zone		
	a	b	c
St. 37 mm	0,15	0,20	0,15
Stahl mit 0,09% C, 20 mm Blech	0,60	0,60	0,60
St. 37			
10 „ „	0,15	0,25	0,30
15 „ „	0,25	0,30	0,25
25 „ „	0,70	1,10	0,40
40 „ „	0,20	0,70	0,45
St. Si.			
10 „ „	0,25	0,45	0,45
15 „ „	0,30	0,50	0,25
25 „ „	0,45	0,80	0,30
40 „ „	0,85	0,40	0,60
St. 48			
10 „ „	0,30	0,30	0,30
15 „ „	0,50	0,80	0,30
25 „ „	0,50	0,75	0,30
Unionbaustahl (Chromkupferstahl) 6 „ „	0,40	1,00	0,50

Die Härtesteigerung durch die Autogenschnitte ist unerwartet niedrig und beträgt etwa die Hälfte des Wertes, der durch Kaltscherschnitt hervorgerufen wird. Die Bearbeitbarkeit ist durch die Schnitte kaum merklich beeinflusst, so daß man dem Schluß aus den Versuchen nur zustimmen kann, daß eine Abarbeitung der Umwandlungszone nicht gerechtfertigt ist und für Schnitte, deren Verwendung es nicht erfordert, entbehrlich ist.

Eine wertvolle Ergänzung finden diese Untersuchungen in der Arbeit von Roeßler, in der sich die Dauerschlagzahl autogen geschnittener Stäbe nur wenig kleiner ergab, als die längsgehobelter Stäbe, so daß auch bei ähnlich ungünstiger Beanspruchung ein Abhobeln der Brennschnitte in der Regel überflüssig erscheint.

Die „Kritische Betrachtung der Prüfverfahren für Schweißnahte“ bespricht zunächst die Proben, bei denen das Probestück zerstört wird: die Biege- und Zerreißprobe, Härteprüfung, Torsions-, Kerbschlag-, Schlagzerreiß- und Dauerfestigkeitsproben und die metallographische Untersuchung. Hier vermisse ich einen Hinweis darauf, daß Zerreißversuche an Stäben aus reinem Schweißmaterial zu große Dehnungen ergeben, da das Material durch das Übereinanderschweißen vieler Raupen gewissermaßen vergütet wird. Sollte nicht ein Zerreißstab, in dessen Mitte eine V- oder X-Naht die ganze Länge der Probe entlang läuft, deutlicher zeigen, welche Dehnungen von einer Schweißnaht erwartet werden dürfen?

Besondere Beachtung wird aber der Abschnitt über „zerstörungsfreie Prüfung von Schweißnähten“ finden. Hier wird bei der Besprechung der Beurteilung einer Naht nach dem Aussehen mit Recht auf das Verfahren von Zimm hingewiesen, ein Loch so durch die Naht zu bohren, daß die Öffnung die Nahtmitte berührt und eine Nahthälfte, den Übergang und die Einflußzone freilegt. Gegebenenfalls kann eine Ätzung und makroskopische Untersuchung die bloße Betrachtung ergänzen.

Es folgen die Besprechungen der elektrischen Prüfung nach Sperry, bei dem die Widerstandsänderung zur Entdeckung von Fehlstellen verwandt wird, des magnetischen Verfahrens von Roux, das

durch die Anordnung von Feilspänen auf dem durch einen Elektromagneten erregten Werkstück Fehlstellen aufdeckt, des Abhorchens mit dem aus der Medizin bekannten Hörrohr (oder besser einer Muschel mit zwei Schlauchleitungen zu den beiden Ohren) sowie der Prüfung mit Röntgenstrahlen.

Die Röntgenuntersuchung ist bis jetzt wohl am besten durchgebildet und gibt gute Aufschlüsse. Leider ist die Einrichtung und auch der Betrieb für die Praxis viel zu teuer. Es versprechen aber die anderen Verfahren recht gute Ergebnisse zu liefern. Das Abhören leichter Hammerschläge gegen das geschweißte Werkstück dürfte wohl am ersten eine dem Abklopfen der Niete vergleichbare, leicht in der Werkstatt und auf der Baustelle auszuführende Probe ergeben; die beiden anderen Verfahren, von denen die magnetische Prüfung zur Zeit mit Mitteln des V. d. I. weiter ausgebaut wird, werden dann zur genaueren Untersuchung verdächtiger Stellen herangezogen werden können. Hoffentlich führen diese Untersuchungen dazu, daß wir bald schon imstande sein werden, die Güte einer Schweißung mit derselben Sicherheit zu beurteilen, wie die einer Nietung.

Die übrigen Arbeiten in dem Hefte betreffen Fragen, die für den Bauingenieur weniger wichtig sind. Es sind dies Aufsätze von: Heyland: Flüssiger und gasförmiger Sauerstoff. Kalisch: Neuere Untersuchungen über das Brennschneiden von Gußeisen. Streb: Mischung im Azetylen-Sauerstoff-Schweißbrenner. Rimarski und Konschak: Verpuffungstemperaturen des Azetylen. Müllenhoff.

Lastenverteilende Querverbände. Von Christen Ostenfeld, Dipl.-Ing. M. Ing. F. (Verlag Jul. Gjellerup, Kopenhagen, 1930.) Preis 5 Kr.

Beim Entwurf der meisten Hoch- und Brückenbauten begegnet man dem Problem eines lastverteilenden Trägerrostes, der den Zweck hat, die Belastung des Bauwerkes in das übrige, mittelbar belastete Tragwerk überzuleiten.

Der meistens aus Längs- und Querträgern bestehende Rost besitzt in der Regel ein erhebliches Verteilungsvermögen. In der Praxis jedoch ist man mit wenigen Ausnahmen bei den einfachsten Berechnungen stehen geblieben, die auf die lastverteilende Wirkung des Rostes ganz verzichten: nach dem Hebelgesetz gibt der belastete Längsträger seine Reaktionen an die nächsten Querträger ab, und nach dem gleichen Gesetz werden diese von den benachbarten Hauptträgern unterstützt; alle anderen Längs-, Quer- oder Hauptträger werden als spannungslos aufgefaßt.

In Wirklichkeit ist jedoch ein Trägerrost ein hochgradig statisch unbestimmtes System, da jede Belastung notwendigerweise Deformationen sämtlicher Teile des Rostes zur Folge hat.

Der Verfasser behandelt das Problem mittels der Deformationsmethode. (A. Ostenfeld „Die Deformationsmethode“, Julius Springer, Berlin, 1926.) Den Berechnungen liegt die Annahme zugrunde, daß an den Kreuzungspunkten des Trägerrostes der Längsträger keine Momente auf den Querträger überträgt; es wird also die Torsionssteifigkeit vernachlässigt. Als überzählige Größen sind die Durchbiegungen der Knoten gewählt. Ostenfeld gibt an, daß durch die Berücksichtigung der Verdrehungsmomente die Rechnung derart kompliziert würde, daß ihre praktische Anwendung dadurch erheblich beeinträchtigt wäre; die erreichte Genauigkeit sei auch ohnedies in den meisten Fällen hinreichend.

Besonderen Wert legt der Verfasser darauf, Möglichkeiten für Rechenkontrollen anzugeben, die ja bei umfangreichen Berechnungen statisch unbestimmter Systeme dringend erforderlich sind.

Als ein wesentlicher praktischer Vorteil der Berechnungsmethode ist hervorzuheben, daß sie es gestattet, ohne großen Arbeitsaufwand die Abhängigkeit des Verteilungsvermögens von dem Steifigkeitsverhältnis der Längs- und Querträger zu verfolgen. Es wird dadurch möglich, mit einfachen Mitteln eine erste Vorstellung über die Kräfteverteilung zu gewinnen, die in den meisten Fällen nicht weit von der richtigen entfernt sein wird.

Im zweiten Teil der Arbeit werden praktische Anwendungen auf Eisenbeton- und Eisenbrücken sowie auf Eisenwasserbauten behandelt. Bei der Anwendung auf den Eisenbetonbau ist auch die Platte als lastverteilendes Konstruktionselement mitberücksichtigt.

Den experimentellen Arbeiten, die mittels Messungen den Kräfteverlauf in Trägerrosten studierten, widmet der Verfasser die gebührende Beachtung.

Zum Schluß gibt der Verfasser eine übersichtliche Zusammenstellung von Tabellen, die die praktische Anwendung seines Berechnungsverfahrens wesentlich erleichtern.

Nicht unerwähnt bleibe eine gute Literaturzusammenstellung. Die Tatsache, daß der Trägerrost eine außerordentlich häufig verwendete Konstruktionsform ist, sollte jeden Fachmann veranlassen, sich mit den Arbeiten zu beschäftigen, die die genauen Untersuchungen dieser Konstruktion zum Gegenstand haben. Die Ostenfeldsche Arbeit ist ein wertvoller Beitrag zu dieser Frage; sie ist wissenschaftlich exakt durchgeführt und wird dabei auch den Bedürfnissen des praktisch tätigen, entwerfenden Ingenieurs gerecht.

Dr.-Ing. Mehmel, Hannover.